



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MAESTRÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

“ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES CON DISTINTAS CONFIGURACIONES DE RIGIDEZ LATERAL”

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. JORGE OSWALDO NAVARRO ALVARADO

ASESOR:

DOCTOR EN INGENIERÍA MANUEL JARA DÍAZ

RESUMEN

La ingeniería sísmica ha tomado cada vez mayor relevancia en el campo de las estructuras, a tal grado que en la actualidad los métodos de análisis sísmicos se han diversificado en una cantidad importante. Para conocer la respuesta más cercana a la realidad de una estructura sujeta a una acción sísmica, se cuenta con el método dinámico no lineal. Sin embargo, para el desarrollo del método se requieren conocimientos muy amplios del comportamiento de las estructuras, además que los recursos como tiempo y equipo de cómputo suelen ser importantes. Como alternativa, los métodos de análisis se han ido simplificando en modelos numéricos con características equivalentes al modelo real, con la finalidad de disminuir los recursos requeridos. Los métodos de análisis estáticos no lineales permiten simplificar el comportamiento de las estructuras mediante sistemas de un grado de libertad. Sin embargo estos métodos cuentan con características como el punto de control y la configuración lateral de carga que deben ser estudiados ampliamente para aplicarlos en estructuras como los puentes, donde comúnmente su rigidez transversal varía en su longitud. En la primera etapa de esta investigación se aplicó el método N2 a 8 puentes con distintas configuraciones de rigidez transversal, idealizados mediante un modelo de plasticidad concentrada en las pilas (creados en SAP2000), para observar su respuesta al someterlos a una demanda sísmica. En la segunda etapa, se modelaron las pilas con un modelo del material de plasticidad distribuida mediante el programa ANSYS Mechanical 14.5. Se analizó el comportamiento de cada uno de los puentes y se observaron sus patrones de falla. Finalmente se compararon ambos análisis para observar las diferencias de las curvas de capacidad entre los distintos modelos bajo las mismas condiciones de carga y puntos de control.

Palabras clave: Puentes, análisis estático no lineal, plasticidad distribuida, punto de control, configuración lateral de carga.

ABSTRACT

Seismic engineering has become increasingly more important in the field of structures, to such a degree that currently seismic analysis methods have diversified. The non-linear dynamic method is the most accurate method of analysis of a structure subject to a seismic action. However, this method requires more resources such as time and better computer equipment, and engineers with their expertise beyond the basics of the structural engineering profession... In recent years, analysis methods have been simplified in numerical models with features equivalent to the real model, but simpler than the non-linear dynamic analysis in order to reduce the required resources. The non-linear static analysis methods allow to simplify the analysis of bridge structures using one degree of freedom equivalent systems. However, these methods have features such as the selection of the monitoring point and the distribution of the applied lateral forces, which should be studied widely to apply to structures such as bridges, especially for bridges with irregular distribution of the transverse stiffness. In the first stage of this investigation the N2 method was applied to 8 bridges with different configurations of transverse stiffness, by means of a plasticity model focused on the end of the piers (created in SAP2000), to observe their response when subjected to increasingly seismic demand. In the second stage, the piers were modeled with a distributed plasticity by ANSYS Mechanical 14.5 program. The behavior of each bridge was assessed and failure patterns were observed. Finally both type of analysis were compared to identified potential differences in capacity curves, shear force distribution and displacement configurations between both analysis procedures under the same load pattern and monitoring point conditions.

Keywords: Bridges, non-linear static analysis, distributed plasticity, monitoring point, lateral load pattern.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es la culminación de un periodo de mi formación educativa y que toma una buena parte de mi vida personal. Para que esto fuera posible, distintas personas contribuyeron en menor o mayor medida pero todos siendo clave para lograr mi objetivo. En primer lugar quisiera agradecer a Dios por brindarme los medios para poder hacerlo realidad.

Gracias a mi esposa Cynthia Y. Hernández por confiar en mí desde el primer instante que le compartí mi idea. Las noches de desvelo y el sacrificio de la vida personal así como el apoyo moral y económico ahora se encuentran materializados.

A mi madre, Elia Alvarado, por inculcarme desde pequeño la necesidad de superarme cada día. Su ejemplo incansable en su vida laboral y familiar ahora se ven reflejados en este trabajo. A mis hermanos por apoyarme y respetar mis deseos de seguir preparándome más y mejor.

La ayuda del doctor Manuel Jara Díaz, que además de ser mi asesor se ha convertido en un amigo, ha sido clave para poder desarrollar todo el trabajo. La agradezco por brindarme los medios y la confianza en los momentos más complicados de este periodo.

Mi más sincero agradecimiento al doctor José Manuel Jara Díaz ya que desde la licenciatura me animó a estudiar la maestría y posteriormente durante la maestría siempre brindando un ejemplo profesional a seguir.

Al maestro Rafael Rojas Rojas por la confianza brindada para acceder a su cubículo y equipo de cómputo personal durante un buen tiempo, además por compartir sus experiencias profesionales y académicas con el único afán de ayudar.

Quiero agradecer a los profesores del cuerpo académico del posgrado en estructuras ya que siempre estuvieron dispuestos a brindarme su ayuda en cualquier momento.

Gracias al doctor Ignacio A. Figueroa y al proyecto SENER-CONACYT 151486 por el apoyo brindado en las herramientas computacionales que fueron clave para el desarrollo de mi tesis.

Para terminar quisiera agradecer al maestro Alonso Alvarado González y los maestros Erik Rosado, David Porras y el ingeniero Eduardo Arzola del IIE por su apoyo técnico con el uso del software Ansys.

CONTENIDO

LISTA DE TABLAS.....	viii
LISTA DE FIGURAS.....	x
INTRODUCCIÓN	1
1 ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES.....	3
1.1 Antecedentes	3
1.2 Métodos de análisis estáticos	4
Análisis estáticos no lineales (pushover).....	4
1.3 Problemas asociados con los métodos de análisis estáticos.....	6
1.4 Análisis dinámico no lineal	7
2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS	10
2.1 Características de los puentes	10
Demanda sísmica.....	11
Puente 1.....	11
Puentes del 2 al 8	14
2.2 Arreglos de carga y punto de control	14
Punto de control.....	15
Arreglo de carga	16
3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	17
3.1 Método N2.....	17
3.2 Descripción del modelo	19
Caracterización de la articulación plástica	20
Descripción de la superestructura.....	25
Conexiones	26
3.3 Configuración de carga, curvas de capacidad y demanda sísmica	27
Puente 1.....	28

Puente 2.....	35
Puente 3.....	40
Puente 4.....	46
Puente 5.....	52
Puente 6.....	58
Puente 7.....	64
Puente 8.....	69
4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON ELEMENTOS FINITOS.....	74
4.1 Descripción del modelo.....	74
Tablero.....	75
Conexiones	76
Acero de refuerzo.....	77
Concreto	78
4.2 Análisis sísmicos	82
Puente 1.....	85
Puente 2.....	91
Puente 3.....	93
Puente 4.....	97
Puente 5.....	100
Puente 6.....	102
Puentes 7 y 8	104
5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	108
5.1 Antecedentes	108
5.2 Curvas de capacidad.....	110
5.3 Configuración deformada.....	112
5.4 Desplazamientos elásticos, últimos y tipo de falla.....	114

6	CONCLUSIONES	116
	ANEXOS.....	119
A.	Curvas de capacidad.....	119
B.	Configuración deformada.....	120
C.	Configuración deformada normalizada para desplazamientos últimos y elásticos.....	121
	REFERENCIAS	123

LISTA DE TABLAS

TABLA 2.1 ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN PILAS DEL PUENTE 1.....	13
TABLA 2.2 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS PILAS DE LOS PUENTES 2 AL 5	14
TABLA 2.3 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS PILAS DE LOS PUENTES 6 AL 8	14
TABLA 3.1 LONGITUD DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN PUENTES DEL 1 AL 4.....	22
TABLA 3.2 LONGITUD DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN PUENTES DEL 5 AL 8.....	22
TABLA 3.3 ALTURAS, RIGIDECES, RELACIÓN DE RIGIDECES EN PILAS, PERIODO, 1ER. MODO TRANSVERSAL Y LA PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL.....	28
TABLA 3.4 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 1	29
TABLA 3.5 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 2	36
TABLA 3.6 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 3	40
TABLA 3.7 VALORES CARACTERÍSTICOS Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES PARA EL PUENTE 3.....	43
TABLA 3.8 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 4	47
TABLA 3.9 VALORES CARACTERÍSTICOS Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES PARA EL PUENTE 4.....	48
TABLA 3.10 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 5	53
TABLA 3.11 VALORES CARACTERÍSTICOS Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES PARA EL PUENTE 5.....	54
TABLA 3.12 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 6	59
TABLA 3.13 VALORES CARACTERÍSTICOS Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES PARA EL PUENTE 6.....	60
TABLA 3.14 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 7	65
TABLA 3.15 VALORES CARACTERÍSTICOS Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES PARA EL PUENTE 7.....	66
TABLA 3.16 MECANISMOS DE FALLA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONFIGURACIÓN DE INTENSIDAD DE CARGA PARA EL PUENTE 8	70

TABLA 3.17 VALORES CARACTERÍSTICOS Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES PARA EL
PUENTE 8..... 72

TABLA 4.1 VALORES CARACTERÍSTICOS UTILIZADOS PARA LA CREACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS DISTINTOS CASOS DE
PUENTES CON LAS TRES CONFIGURACIONES DE CARGA APLICADAS PARA CADA UNO PUENTE 1 AL 6 84

TABLA 4.2 VALORES CARACTERÍSTICOS UTILIZADOS PARA LA CREACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS DISTINTOS CASOS DE
PUENTES CON LAS TRES CONFIGURACIONES DE CARGA APLICADAS PARA CADA UNO PUENTE 7 Y 8 85

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 IDEALIZACIÓN DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD DE UN PUENTE.....	5
FIGURA 1.2 CURVA DE CAPACIDAD Y ESPECTRO DE RESPUESTA INELÁSTICO	6
FIGURA 1.3 CONFIGURACIÓN DE INTENSIDADES DE CARGA APLICADAS SOBRE EL TABLERO (A) EQUIVALENTE AL PRIMER MODO (B) PARABÓLICA (C) UNIFORME	7
FIGURA 1.4 CICLOS DE HISTÉRESIS (A) ELÁSTICO-PLÁSTICO PERFECTO SIN RIGIDEZ NI DETERIORO DE RESISTENCIA DESPUÉS DE LA FLUENCIA, (B) BI LINEAL CON CIERTA RIGIDEZ DESPUÉS DE LA FLUENCIA, (C) MODELO DE TAKEDA BILINEAL CON DEGRADACIÓN DE RESISTENCIA [RUAUMOKO, (2004)]	9
FIGURA 2.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO DE TODOS LOS MODELOS (UNIDADES EN CENTÍMETROS).....	10
FIGURA 2.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO PARA EL MUNICIPIO DE AQUILA MICHOACÁN PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A OBTENIDA MEDIANTE EL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD Y AMPLIFICADO CON UN FACTOR DE 2	11
FIGURA 2.3 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DEL PUENTE 1	12
FIGURA 2.4. CONFIGURACIÓN DE ARMADO TRANSVERSAL	12
FIGURA 2.5 DISTRIBUCIÓN DE LAS VARILLAS DE REFUERZO Y DEFINICIÓN DE LA LONGITUD EFECTIVA DE LOS ESTRIBOS.....	13
FIGURA 2.6 CONFIGURACIONES DE ARREGLOS DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL: (A) DISTRIBUCIÓN UNIFORME, (B) DISTRIBUCIÓN PARABÓLICA, (C) DISTRIBUCIÓN 1ER. MODO DE VIBRAR TRANSVERSAL	16
FIGURA 3.1 CURVAS DE CAPACIDAD (A) PARA SVGL (B) PARA S1GL	18
FIGURA 3.2 DEMANDA ELÁSTICA E INELÁSTICA CONTRA CURVA DE CAPACIDAD DEL S1GL.....	19
FIGURA 3.3 MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA, (A) MODELO GEOMÉTRICO, (B) DEFORMADA DE LA PILA, (C) MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA.....	20
FIGURA 3.4 RELACIÓN ENTRE LONGITUD DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA Y EL CLARO DE CORTANTE [JRA, 1996]	21
FIGURA 3.5 CONTRIBUCIÓN EN LA RESISTENCIA DE LA FUERZA AXIAL EN COLUMNAS A LA FUERZA CORTANTE [PRIESTLEY ET AL., 1996]	23
FIGURA 3.6 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO EN FUNCIÓN DE LA DUCTILIDAD DE CURVATURA [PRIESTLEY ET AL., 1996].....	23
FIGURA 3.7 DIAGRAMA GENERAL PARA CARACTERIZACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA [CSI, SAP2000 V16.0, 2013]	24
FIGURA 3.8 (A) MOMENTO-CURVATURA DE LA PILA 2 DEL PUENTE 1.CALCULADA (AZUL), IDEALIZADA (ROJA), (B) FUERZA-DESPLAZAMIENTO DE LA PILA 1 DEL PUENTE 1. CALCULADA (AZUL), IDEALIZADA (NARANJA)	24
FIGURA 3.9 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO ELABORADA CON ELEMENTOS TIPO SHELL-THIN DE ANCHO IGUAL A 1M, VISTA 3D	25

FIGURA 3.10 DIAFRAGMA DE CONCRETO DE 0.2 METROS DE ANCHO SOBRE PILAS	25
FIGURA 3.11 MODELO DE ELEMENTOS PARA CONEXIÓN DE PILA TABLERO.....	26
FIGURA 3.12 CONEXIÓN DEL TABLERO EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE.....	26
FIGURA 3.13 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 1.....	28
FIGURA 3.14 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 1 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	30
FIGURA 3.15 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 1 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	30
FIGURA 3.16 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 1.....	32
FIGURA 3.17 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 1.....	32
FIGURA 3.18 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 1	33
FIGURA 3.19 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA PARABÓLICA CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 1.....	33
FIGURA 3.20 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 1.....	34
FIGURA 3.21 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 1.....	35
FIGURA 3.22 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 2.....	36
FIGURA 3.23 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 2 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	37
FIGURA 3.24 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 2 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	38

FIGURA 3.25 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 2	38
FIGURA 3.26 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 2.....	39
FIGURA 3.27 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 2.....	39
FIGURA 3.28 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 3.....	41
FIGURA 3.29 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 3 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	41
FIGURA 3.30 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 3 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	42
FIGURA 3.31 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 3.....	43
FIGURA 3.32 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 3.....	44
FIGURA 3.33 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 3	45
FIGURA 3.34 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA PARABÓLICA CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 3.....	45
FIGURA 3.35 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 3.....	46
FIGURA 3.36 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 3.....	46
FIGURA 3.37 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 4.....	49
FIGURA 3.38 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 4 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	49

FIGURA 3.39 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 4 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	50
FIGURA 3.40 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 4.....	50
FIGURA 3.41 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 4.....	51
FIGURA 3.42 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y AMBOS PUNTOS DE CONTROL PARA EL PUENTE 4.....	51
FIGURA 3.43 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 4.....	52
FIGURA 3.44 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 5.....	53
FIGURA 3.45 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 5 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	55
FIGURA 3.46 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 5 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	55
FIGURA 3.47 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 5.....	56
FIGURA 3.48 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 5.....	57
FIGURA 3.49 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y AMBOS PUNTOS DE CONTROL PARA EL PUENTE 5.....	57
FIGURA 3.50 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 5.....	58
FIGURA 3.51 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 6.....	59
FIGURA 3.52 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 6 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	60

FIGURA 3.53 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 6 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	61
FIGURA 3.54 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 6	61
FIGURA 3.55 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 6.....	62
FIGURA 3.56 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 6	62
FIGURA 3.57 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA PARABÓLICA CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 6.....	63
FIGURA 3.58 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 6.....	63
FIGURA 3.59 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILA PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 6.....	64
FIGURA 3.60 CONFIGURACIONES DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 7.....	65
FIGURA 3.61 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 7 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	66
FIGURA 3.62 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 7 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	67
FIGURA 3.63 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS PARA EL PUENTE 7.....	67
FIGURA 3.64 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL EN LA PILA 3 PARA EL PUENTE 7.....	68
FIGURA 3.65 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y AMBOS PUNTOS DE CONTROL PARA EL PUENTE 7.....	68
FIGURA 3.66 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 7.....	69

FIGURA 3.67 CONFIGURACIÓN DE LAS CARGAS APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE 8.....	70
FIGURA 3.68 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 8 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	71
FIGURA 3.69 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO PARA LAS CURVAS DE CAPACIDAD TRANSFORMADAS PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD EQUIVALENTE CON EL MÉTODO N2 PARA EL PUENTE 8 Y PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA OBTENIDO CON PRODISIS	71
FIGURA 3.70 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA Y AMBOS PUNTOS DE CONTROL PARA EL PUENTE 8.....	72
FIGURA 3.71 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y PUNTOS DE CONTROL MENCIONADOS PARA EL PUENTE 8.....	73
FIGURA 4.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO.....	76
FIGURA 4.2 MODELO DEL MATERIAL UTILIZADO PARA EL COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	77
FIGURA 4.3 GEOMETRÍA SOLID65	78
FIGURA 4.4 VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ R^T EN UNA CONDICIÓN DE AGRIETAMIENTO LA CUAL AYUDA A LA CONVERGENCIA	79
FIGURA 4.5 SUPERFICIES DE FALLA EN EL ESPACIO DE ESFUERZOS PRINCIPALES PARA EL DOMINIO COMPRESIÓN-COMPRESIÓN-COMPRESIÓN (A) Y EL DOMINIO TENSIÓN-TENSIÓN-TENSIÓN (B)	81
FIGURA 4.6 CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL CONCRETO SIMPLE PARA UNA RESISTENCIA DE 30MPA, IGUAL A LA UTILIZADA EN LOS ANÁLISIS CON EL PROGRAMA SAP2000	81
FIGURA 4.7 VISTA GENERAL DE LOS ELEMENTOS FINITOS QUE CONFORMAN LA CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DEL PUENTE 1.....	86
FIGURA 4.8 VISTA DE LA UNIÓN PILA-TABLERO Y DE LOS ELEMENTOS FINITOS DE LA PILA 1 DEL PUENTE 1.....	86
FIGURA 4.9 VISTA DE LOS ELEMENTOS FINITOS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	87
FIGURA 4.10 VISTA DE LA UNIÓN PILA-CIMENTACIÓN Y DE LOS ELEMENTOS FINITOS DE LA PILA 3 DEL PUENTE 1	87
FIGURA 4.11 VISTA DE LOS ELEMENTOS FINITOS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EMBEBIDO EN EL CONCRETO DE LA PILA 3 DEL PUENTE 1	88
FIGURA 4.12 CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 1 BAJO TRES CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTES AL PRIMER MODO TRANSVERSAL, PARABÓLICA, UNIFORME Y MONITOREANDO EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3 PARA CADA UNA	89
FIGURA 4.13 DESPLAZAMIENTOS DEL PUENTE 1 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN: (A) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS BAJO TRES CONFIGURACIONES DE INTENSIDAD DE CARGA, (B)	

DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3	90
FIGURA 4.14 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 1 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3, (A) BAJO CARGA PARABÓLICA (B) BAJO CARGA UNIFORME	90
FIGURA 4.15 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS DEL PUENTE 1 PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME	91
FIGURA 4.16 (A) CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 2 BAJO CONFIGURACIONES DE CARGA PARABÓLICA Y UNIFORME CON EL PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3, (B) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS BAJO CARGA PARABÓLICA Y UNIFORME DEL PUENTE 2 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN	92
FIGURA 4.17 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 2 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) BAJO CARGA PARABÓLICA, (B) BAJO CARGA UNIFORME	92
FIGURA 4.18 FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS DEL PUENTE 2 PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME	93
FIGURA 4.19 (A) CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 3 BAJO CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3, (B) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS BAJO LOS TRES TIPOS DE CARGA, EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN	94
FIGURA 4.20 (A) DAÑO EN LAS PILAS DEL PUENTE 3 PARA LOS DOS ÚLTIMOS PUNTOS REGISTRADOS. (A) PREVIO A LA FALLA, (B) POSTERIOR A LA FALLA	95
FIGURA 4.21 PATRÓN DE AGRIETAMIENTO EN LA PILA 1 POSTERIOR A LA FALLA EN EL PUENTE 3 BAJO UNA CONFIGURACIÓN DE CARGA UNIFORME	96
FIGURA 4.22 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 3 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, (B) BAJO CARGA PARABÓLICA	97
FIGURA 4.23 (A) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMO Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 3 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3 BAJO CARGA UNIFORME, (B) FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS DEL PUENTE 3 PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME	97
FIGURA 4.24 (A) CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 4 BAJO CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA, Y UNIFORME Y PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3, (B) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS BAJO LAS TRES CARGAS, EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN	98

FIGURA 4.25 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 4 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, (B) BAJO CARGA PARABÓLICA	99
FIGURA 4.26 (A) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMO Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 4 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3 BAJO CARGA UNIFORME, (B) FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS DEL PUENTE 4 PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME	99
FIGURA 4.27 (A) CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 5 BAJO CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3, (B) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS BAJO LOS TRES TIPOS DE CARGA, EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN	101
FIGURA 4.28 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 5 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, (B) BAJO CARGA PARABÓLICA	101
FIGURA 4.29 (A) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMO Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 5 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3 BAJO CARGA UNIFORME, (B) FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS DEL PUENTE 5 PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME	101
FIGURA 4.30 (A) CURVAS DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE 6 BAJO CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3, (B) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS BAJO LOS TRES TIPOS DE CARGA, EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN	102
FIGURA 4.31 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 6 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, (B) BAJO CARGA PARABÓLICA	103
FIGURA 4.32 (A) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMO Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS DEL PUENTE 6 EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3 BAJO CARGA UNIFORME, (B) FUERZA CORTANTE BASAL EN PILAS DEL PUENTE 6 PARA LOS MODELOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME	103
FIGURA 4.33 CURVAS DE CAPACIDAD BAJO CONFIGURACIONES DE CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME CON PUNTO DE CONTROL AL CENTRO DE MASAS Y SOBRE LA PILA 3, (A) PUENTE 7 (B) PUENTE 8.....	104
FIGURA 4.34 (A) DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) PUENTE 7, (B) PUENTE 8	105

FIGURA 4.35 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) PUENTE 7, (B) PUENTE 8	105
FIGURA 4.36 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA PARABÓLICA CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) PUENTE 7, (B) PUENTE 8	106
FIGURA 4.37 DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS Y ELÁSTICOS NORMALIZADOS EN LA PARTE INFERIOR DEL TABLERO SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE LA SECCIÓN, BAJO CARGA UNIFORME CON PUNTOS DE CONTROL EN EL CENTRO DE MASAS Y PILA 3: (A) PUENTE 7, (B) PUENTE 8	106
FIGURA 4.38 FUERZA CORTANTE BASAL, BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO, PARABÓLICA Y UNIFORME: (A) PUENTE 7, (B) PUENTE 8	107
FIGURA 5.1 CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS PUENTES 1, 4 Y 8 BAJO CONFIGURACIÓN DE CARGA UNIFORME Y PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 OBTENIDAS PARA MODELOS CON PLASTICIDAD CONCENTRADA (SAP2000) Y DISTRIBUIDA (ANSYS).....	112
FIGURA 5.2 CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LOS PUENTES 1, 4 Y 8 BAJO CONFIGURACIÓN DE CARGA UNIFORME Y PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 OBTENIDAS PARA MODELOS CON PLASTICIDAD CONCENTRADA (SAP2000) Y DISTRIBUIDA (ANSYS).....	113
FIGURA 5.3 CONFIGURACIÓN DEFORMADA DEL PUENTE 1 BAJO CONFIGURACIÓN DE CARGA UNIFORME Y PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 OBTENIDAS PARA MODELOS CON PLASTICIDAD CONCENTRADA (SAP2000) Y DISTRIBUIDA (ANSYS).....	114
FIGURA 5.4 CONFIGURACIÓN DEFORMADA DEL PUENTE 4 BAJO CONFIGURACIÓN DE CARGA UNIFORME Y PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 OBTENIDAS PARA MODELOS CON PLASTICIDAD CONCENTRADA (SAP2000) Y DISTRIBUIDA (ANSYS).....	115
FIGURA 5.5 CONFIGURACIÓN DEFORMADA DEL PUENTE 8 BAJO CONFIGURACIÓN DE CARGA UNIFORME Y PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 OBTENIDAS PARA MODELOS CON PLASTICIDAD CONCENTRADA (SAP2000) Y DISTRIBUIDA (ANSYS).....	115
FIGURA A.1 CURVAS DE CAPACIDAD PARA LOS PUENTES 1, 4 Y 8 CON PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 CON PLASTICIDAD CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA: (A) BAJO CARGA PARABÓLICA, (B) BAJO CARGA EQUIVALENTE AL PRIMER MODO DE VIBRAR	119
FIGURA B.1 CONFIGURACIÓN DEFORMADA PARA LOS PUENTES 1, 4 Y 8 CON PUNTOS DE CONTROL EN CENTRO DE MASAS Y PILA 3 CON PLASTICIDAD CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA: (A) BAJO CARGA PARABÓLICA, (B) BAJO CARGA EQUIVALENTE AL PRIMER MODO DE VIBRAR	120
FIGURA C.1 CONFIGURACIÓN DEFORMADA NORMALIZADA PARA LOS PUENTES 1, 4 Y 8 CON PLASTICIDAD CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA BAJO CARGA PARABÓLICA CON PUNTO DE CONTROL EN: (A) CENTRO DE MASAS, (B) PILA 3	121

FIGURA C.2 CONFIGURACIÓN DEFORMADA NORMALIZADA PARA LOS PUENTES 1, 4 Y 8 CON PLASTICIDAD
CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA BAJO CARGA EQUIVALENTE AL 1ER. MODO CON PUNTO DE CONTROL EN: (A)
CENTRO DE MASAS, (B) PILA 3 122

INTRODUCCIÓN

La importancia de los métodos de análisis sísmico en las estructuras se ha hecho más evidente con el paso del tiempo. Esto es debido, por una parte, a las necesidades que tienen los países de crear estructuras cada vez más grandes, más altas y más económicas para el desarrollo de los países, y por la otra, a la evolución del conocimiento que permite desarrollar modelos cada vez más sofisticados y que muestran las diferencias y deficiencias de los métodos tradicionales. Conforme estructuras cada vez más complejas se han ido construyendo, y se han visto expuestas a eventuales acciones sísmicas, se ha visto la necesidad de investigar nuevas metodologías que ayuden representar de la mejor manera su comportamiento sísmico.

En la práctica existen distintos métodos de análisis sísmico, sin embargo no todos tienen las características para ser aplicados por ingenieros sin amplios conocimientos en el comportamiento de las estructuras así como la facilidad de realizarse en corto tiempo. De aquí la necesidad de investigar métodos de análisis que puedan ser aplicados en la práctica profesional, y que mejoren los resultados que se obtienen con los modelos tradicionales de análisis.

Los métodos de análisis estáticos no lineales son procedimientos que nos permiten obtener la demanda sísmica de manera muy sencilla y en un tiempo relativamente corto, a diferencia de los métodos “*más precisos*” como el método dinámico no lineal; sin embargo los distintos procedimientos que se han propuesto en las normas y en la literatura en general, tienen diferencias entre ellos que deben ser estudiadas con detalle, como la configuración de carga incremental que debe ser aplicada, el punto de control para monitorear los desplazamientos, la idealización de la curva de capacidad para los modelos de un grado de libertad equivalentes, y los modelos de los materiales bajo la acción de cargas últimas de tipo cíclico.

En el presente trabajo se estudian los comportamientos de 8 distintos puentes, pasando desde puentes con irregularidades geométricas muy fuertes (puente 1) hasta puentes totalmente regulares en geometría y cargas (puente 8), haciendo énfasis en los tres tipos de configuración de carga que se han propuesto en las normas: uniforme, parabólica y equivalente al primer modo transversal. También se analiza el efecto que tiene la elección del punto de control para monitorear los desplazamientos y definir, a partir de él, la curva de capacidad. Se analizará las curvas de capacidad obtenidas con las distintas

configuraciones de carga y variando el punto de control entre el centro de masas (CM) y la pila más alta (P3).

También se determina la configuración deformada del tablero del puente y de las pilas, con la intención de ayudar a definir el tipo de carga incremental más apropiado que debe aplicarse a un puente. Se estudian los desplazamientos, las ductilidades de desplazamiento y la distribución de fuerzas cortantes en las pilas para los distintos casos de carga aplicada y puntos de control elegido. Un aspecto de especial interés, es el estudio de los cambios en las configuraciones deformadas de los tableros de los puentes con la intensidad de la acción sísmica, ya que, una de las variantes en los métodos de análisis estático no lineal que se han propuesto recientemente, consiste en aplicar una carga adaptable conforme el puente va perdiendo rigidez y modifica la distribución de fuerzas y desplazamientos. Para ello se comparan las configuraciones deformadas del tablero de los desplazamientos elásticos y las configuraciones que resultan bajo cargas últimas. Los análisis anteriores se realizaron bajo dos modelos de análisis: el primero se llevó a cabo con ayuda del programa SAP2000, y consiste en el uso de un modelo de plasticidad concentrada, con propiedades de las articulaciones plásticas derivadas de las curvas momento rotación de las secciones de las pilas. El segundo modelo se desarrolló con el programa ANSYS y consiste en el uso de un modelo de elementos finitos, considerando la resistencia a tensión y compresión del concreto, así como su comportamiento a cortante, a partir de una superficie de falla definida con el modelo de cinco parámetros de William – Warnke (1975).

Finalmente, se hace una comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis en relación con las curvas de capacidad, los puntos de control y el tipo de carga incremental aplicada a los puentes. Se comentan las diferencias en las configuraciones deformadas y las variaciones que se observan en las configuraciones elásticas y bajo carga última

Como líneas de investigación a futuro se considera de interés comparar los resultados de los modelos de análisis estático no lineal propuestos actualmente en la literatura, con los resultados de análisis dinámicos en el tiempo, tanto para modelos de plasticidad concentrada como con modelos de plasticidad distribuida.

1 ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES

1.1 Antecedentes

Conforme las grandes civilizaciones se fueron desarrollando, se presentó la necesidad de construir estructuras cada vez mayores y más complejas. Al inicio la humanidad fue construyendo con base en una metodología de prueba y error. Con el surgimiento de los grandes avances en la mecánica, la concepción del diseño estructural fue cambiando teniendo un sustento en la física. Posteriormente surgió la mecánica de materiales y con ella el enfoque estructural cambió nuevamente. Se comenzó a tomar en cuenta la capacidad que los materiales tenían a resistir fuerzas y se relacionó directamente el diseño con la resistencia.

Las primeras construcciones tenían la característica de ser más anchas que altas teniendo como consecuencia una afectación nula o casi nula de las acciones sísmicas en ellas, pero conforme la metodología de diseño fue evolucionando, se comenzó a tener herramientas para realizar diseños cada vez más esbeltos, teniendo como resultado una mayor afectación de las acciones sísmicas.

Como resultado de los severos daños ocurridos durante los sismos de Tokyo, Japón, de 1923 y el ocurrido en San Francisco, California, de 1906, surge un renovado interés en el estudio de las acciones sísmicas que actúan sobre las estructuras. En la década de 1930 se sugiere la aplicación de una distribución de fuerzas análogas a las fuerzas producidas por el viento, con una intensidad de $0.1g$, independientemente de las características dinámicas del terreno y de las estructuras. El coeficiente sísmico de diseño era muy bajo (0.1), lo que conducía a que en la mayoría de los casos rigiera el viento para los diseños de las estructuras. Posteriormente, en la década de 1950, como consecuencia del avance de la dinámica estructural, la distribución de las fuerzas se propuso como una función del periodo de la estructura, pero aún sin tomar en cuenta las deflexiones en los elementos que las conformaban.

No fue hasta la década de 1960 cuando se reconoció la resistencia de las estructuras en un intervalo fuera del elástico y surgiendo con esto el concepto de ductilidad. Varios códigos simplemente especificaban un contenido mínimo de acero de refuerzo transversal para “*garantizar*” una cierta ductilidad. De aquí se desprendieron numerosas investigaciones sobre el comportamiento estructural más allá del límite elástico, como la realizada por [Mander et. al, (1974)] donde especificaba la relación directa entre la capacidad de deformación con el detallado del acero de refuerzo transversal.

Con estos antecedentes se explica el surgimiento de las distintas filosofías de diseño sísmico, entre las que se encuentran, como las más comunes, las siguientes:

- a. Análisis modal espectral
- b. Diseño por desempeño con análisis modal espectral
- c. Análisis estáticos no lineales
- d. Diseño basado en desplazamientos
- e. Análisis dinámico no lineal

Sin embargo para el caso de puentes suele ser muy común utilizar, principalmente, tres tipos de análisis. El primero llamado “análisis modal espectral” comúnmente usado al momento de analizar y diseñar cualquier estructura, el cual se basa en las propiedades geométricas de la misma pero principalmente en su periodo y que en función de éste se le asigna un coeficiente sísmico obtenido de un espectro de respuesta elástico del sitio. El segundo se le conoce como “análisis estático no lineal” o comúnmente conocido como “pushover analysis”, el cual se basa en una simplificación del comportamiento de la estructura como un sistema de un grado de libertad, pero que a diferencia del modal espectral considera que la estructura incursiona en el intervalo inelástico. Se realiza una idealización del comportamiento no lineal del material mediante la utilización de articulaciones plásticas, y además el espectro que se usa es un espectro inelástico. El tercero llamado “análisis paso a paso” o comúnmente conocido como “análisis dinámico no lineal” describe el comportamiento de la estructura basado en la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo. Éste se considera el más aproximado a la solución real.

En esta tesis se abordarán principalmente el análisis estático no lineal y en menor profundidad los análisis dinámicos no lineales.

1.2 Métodos de análisis estáticos

Análisis estáticos no lineales (pushover)

Los análisis estáticos no lineales suelen ser los mayormente usados puesto que ofrecen muchas ventajas en comparación con los análisis dinámicos no lineales. Entre sus principales ventajas están:

- Simplificación de los modelos del material que conforman el modelo numérico del puente en su conjunto
- Disminución del número de análisis por modelo
- Simplificación de la fuerza sísmica aplicada
- Simplificación del procedimiento numérico de solución (equilibrio de fuerzas vs solución de ecuación de movimiento)
- Menor conocimiento en el área de ingeniería
- Menor información requerida para la creación de los modelos geométricos
- Tiempo necesario para realizar el análisis

Un análisis estático no lineal se basa en la simplificación de la estructura mediante un sistema de un grado de libertad equivalente al cual se le conoce como *Substitute Structure Approach*, [Gulkan y Sozen (1974)]. Este sistema permite tener una rigidez equivalente, una masa equivalente y por lo tanto un periodo equivalente, entre otras. La discusión se centra en cómo obtener esas propiedades equivalentes y por lo tanto da origen a la creación de algunos de los métodos de análisis estáticos no lineales. En el desarrollo de estos métodos es necesario la creación de una curva de capacidad, la cual se entiende como la capacidad que tiene una estructura bajo cierta deformación. Su creación es muy sencilla pues basta con ir aplicando una configuración de fuerzas en puntos específicos de la misma e ir registrando el desplazamiento en el punto deseado o como se conoce, punto de control. (Figura 1.1).

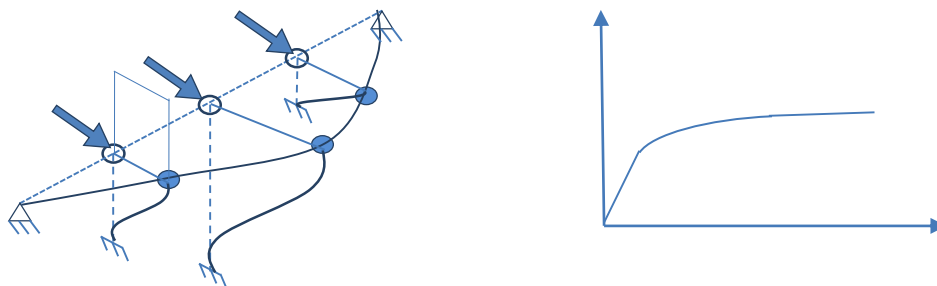


Figura 1.1 Idealización de varios grados de libertad de un puente.
Adaptada de [Calvi y Kingsley (1995)]

Por otro lado, se tiene la curva de demanda la cual es un espectro de respuesta del sitio bajo una acción sísmica. Estas curvas son ampliamente aceptadas como un parámetro de medición de las acciones sísmicas en muchos reglamentos. Estos espectros pueden considerarse elásticos o inelásticos dependiendo de si se desea llevar a la estructura al rango no lineal o no. Como se considera un análisis no

lineal entonces los espectros de respuesta deberán ser considerados no lineales. Teniendo ambas curvas se grafican en un plano de aceleración y desplazamiento espectral y se registra el punto de cruce entre ambas curvas que es conocido como punto de desempeño (Figura 1.2) y que además nos daría entre otras cosas, el valor del desplazamiento máximo para esa estructura sometida a esa demanda.

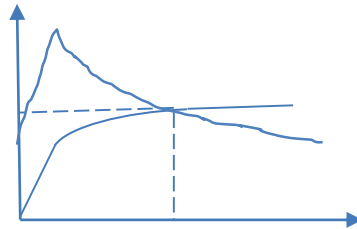


Figura 1.2 Curva de capacidad y espectro de respuesta inelástico

1.3 Problemas asociados con los métodos de análisis estáticos

Si cambiamos el enfoque no todas la “ventajas” enlistadas anteriormente podrían ser ventajas, incluso podrían convertirse en limitaciones desde el punto de vista de resultado final. Los análisis estático no lineal tradicionales (FEMA 273 o ATC 40) fueron planteados para aplicarlos en edificios y no en puentes, aunque haciendo algunos cambios se pueden implementar para el análisis de puentes. Debido a la gran simetría en planta y altura que tienen la mayoría de los edificios es práctica común la elección del centro de masas o centroide del nivel de azotea como punto de control. Pero en un puente: ¿Cuál debería ser el punto de control?, ¿se debe tomar siempre el mismo?, ¿elegir puntos de control distintos, nos da el mismo resultado?

Con respecto a lo mencionado anteriormente, el punto de control toma gran relevancia. El Eurocódigo 8 (2004), sugiere colocar el punto de control sobre la pila más alta o en el centro de masas del tablero. Otro aspecto a considerar es que estos métodos no mencionan específicamente como aplicar la configuración de intensidad de cargas y por lo tanto lo deja abierto sin mencionar las grandes diferencias que se podrían tener en resultados el hecho de elegir una u otra configuración.

El método N2 desarrollado por [Fajfar and Fischinger (1987)] y [Fajfar (2007)] e incluido en el Eurocódigo 8 (2004) propone una metodología para realizar un análisis estático no lineal donde se sugiere la aplicación de distintas configuraciones de intensidad de carga como por ejemplo, uniforme, equivalente al primer modo de vibrar a flexión transversal de las pilas, o parabólica (Figura 1.3). Si combinamos las configuraciones de carga y los puntos de control entonces existirán una serie de estructuras equivalentes

diferentes entre sí. De aquí la necesidad de compararlas y analizarlas para tener una idea más clara de las diferencias o similitudes que podrían existir entre ellos.

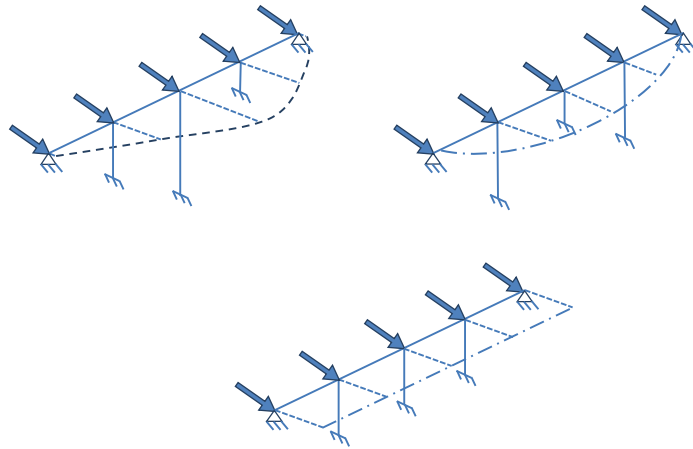


Figura 1.3 Configuración de intensidades de carga aplicadas sobre el tablero
(a) Equivalente al primer modo (b) Parabólica (c) Uniforme

1.4 Análisis dinámico no lineal

Los análisis dinámicos no lineales suelen ser tomados como los análisis con la respuesta más cercana a la real, sin embargo esto no siempre es así. Esto se debe a la dificultad de establecer todos los parámetros que involucran la modelación numérica de la estructura. Como se mencionó anteriormente este método se basa en solucionar la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo, Ecuación 1-1. Sin embargo en esta ecuación se considera la simplificación de que la masa, el amortiguamiento y la rigidez son proporcionales a la aceleración, la velocidad y el desplazamiento respectivamente. Por lo que para considerar la masa, el amortiguamiento y la rigidez en función *no lineal* para un instante de tiempo se renombrarán las fuerzas producidas por cada variable, con lo que resulta en la definición de la Ecuación 1-2.

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F(t) \quad 1-1$$

$$F_I(t_i) + F_D(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i) \quad 1-2$$

Dónde:

- m = masa del sistema
- c = coeficiente de amortiguación
- k = rigidez del sistema

- \ddot{y} , \dot{y} , y = aceleración, velocidad, desplazamiento del sistema respectivamente
 $F_I(t_i)$ = Fuerza inercial en función del tiempo
 $F_D(t_i)$ = Fuerza de amortiguación en función del tiempo
 $F_S(t_i)$ = Fuerza debido a la rigidez en función del tiempo
 $F(t_i)$ = Fuerza exterior en función del tiempo

Después de un corto tiempo Δt , la Ecuación 1-2 se expresa como:

$$F_I(t_i + \Delta t) + F_D(t_i + \Delta t) + F_S(t_i + \Delta t) = F(t_i + \Delta t) \quad 1-3$$

Si restamos de la Ecuación 1-3 la Ecuación 1-2 definimos la ecuación de movimiento como una ecuación diferencial no lineal en función de fuerzas incrementales (Ecuación 1-4) que por lo general su solución suele ser muy compleja y requiere de la utilización de métodos numéricos.

$$\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta F_i \quad 1-4$$

De lo anterior se aprecia la dificultad de su solución numérica, sin embargo otro de los aspectos a considerar son las funciones que describen a cada una de esos diferenciales de fuerza. La masa en realidad permanece constante durante todo el tiempo pero no así el coeficiente de amortiguamiento, que varía según la velocidad y que la velocidad varía según el tiempo. De igual manera la rigidez de los elementos es otro aspecto a considerar, puesto que el valor de la rigidez va cambiando durante el tiempo y esto debido a distintas condiciones como las mencionadas a continuación:

- Elección del elemento en el modelo geométrico (elemento barra, elemento fibra, elemento finito, etc.)
- Modelo del comportamiento del material (existen diferentes modelos dependiendo el tipo de elemento geométrico elegido y/o los tipos de falla de los elementos. Por ejemplo modelos tridimensionales o bidimensionales)
- Agrietamiento y pérdida de recubrimiento
- Endurecimiento por deformación (en el caso del acero)
- Pérdida de adherencia entre el acero y el concreto

En la actualidad los modelos del comportamiento de los materiales más utilizados para la estructuración de puentes (concreto, acero) se ha estudiado ampliamente y se tiene el conocimiento de su comportamiento. De aquí que existan los modelos bidimensionales llamados modelos de histéresis como los de la Figura 1.4. Como se observa existen unos muy sencillos en los que sólo se definen la rigidez

inicial y el esfuerzo de fluencia como el elástico-plástico perfecto (a) o algunos otros como el bi-lineal que además de la rigidez inicial y el esfuerzo de fluencia se necesita la rigidez de postfluencia para su definición. Conforme se han ido refinando los modelos se han ido complicando más, tal es el caso del modelo de Takeda (c) que para su construcción es necesario conocer diversos parámetros específicos de cada elemento al que será asignado.

Los conocimientos e información necesaria para realizar estos análisis generalmente no están disponibles para los ingenieros que desarrollan los análisis en la práctica diaria. Además, los resultados obtenidos con estos análisis deben ser interpretados correctamente pues no basta con sólo obtener resultados. Por lo tanto, tratar de aplicarlos sin una experiencia previa adecuada en lugar de proporcionar mejores resultados se tendrían resultados menos fiables. Sin embargo suelen ser muy utilizados en el área de la investigación para comprobar los resultados obtenidos de modelo más simplistas.

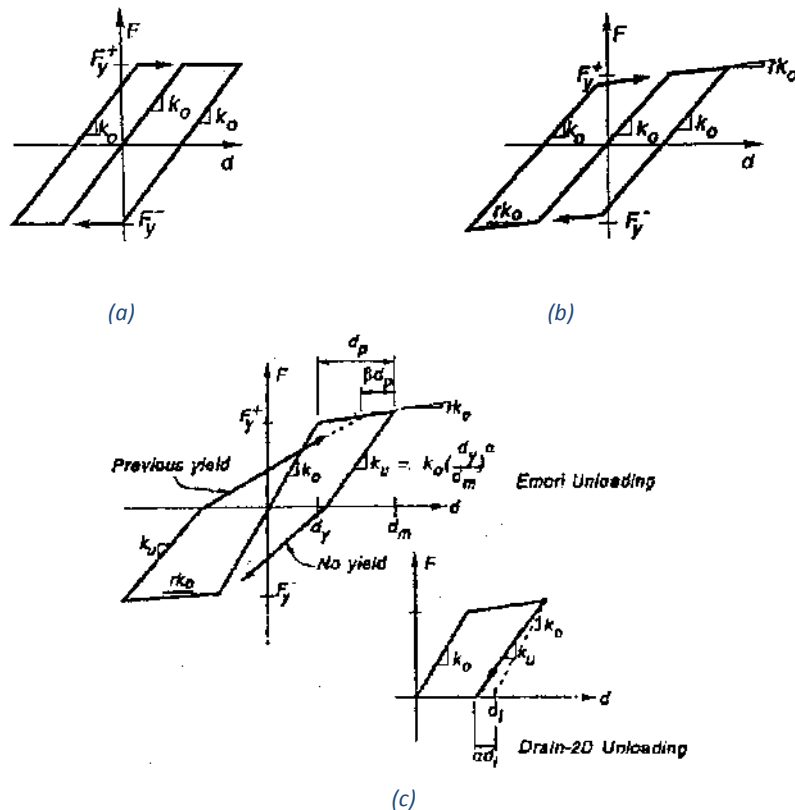


Figura 1.4 Ciclos de histéresis (a) elástico-plástico perfecto sin rigidez ni deterioro de resistencia después de la fluencia, (b) bi lineal con cierta rigidez después de la fluencia, (c) modelo de Takeda bilineal con degradación de resistencia [Ruaumoko, (2004)]

2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

2.1 Características de los puentes

En este trabajo se utilizarán un total de 8 puentes, cambiando entre ellos la configuración de las alturas en las pilas y los armados de acero con el propósito de estudiar la respuesta de las estructuras bajo distintas distribuciones de la rigidez lateral. Para ello, se mantendrá la misma sección transversal del tablero, las longitudes de los claros, las cargas y los materiales. La sección del tablero es de tipo cajón unicelular y fue considerada tomando como base la sección del tablero del puente Motín del Oro ubicado en la carretera Playa Azul – Manzanillo, en el kilómetro 166+056, ya que este puente tiene la misma distribución y longitud de claros que los de los puentes que serán analizados. La sección se presenta en la Figura 1.4, la cual consta de un ancho de calzada igual a 10 metros, una altura total de 1.80 metros y una base igual a 4.95 metros. Los espesores de las paredes laterales son de 0.15 metros, de la losa inferior 0.15 metros, la losa central de 0.20 metros y las losas en voladizo varían de 0.20 metros en el lado apoyado a 0.15 metros en el lado libre.

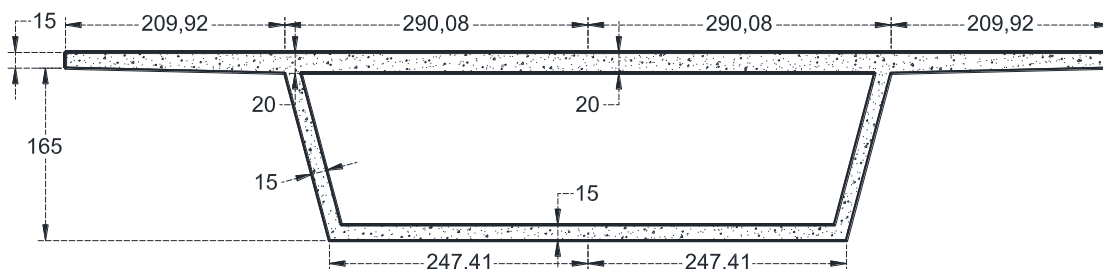


Figura 2.1 Sección transversal del tablero de todos los modelos (unidades en centímetros)

La rigidez lateral del puente es la combinación de la rigidez lateral del tablero, la configuración de los apoyos en los extremos del tablero, las conexiones tablero-pila y las propiedades geométricas de las pilas. Para los ocho puentes se consideran cuatro claros iguales de 30 metros cada uno y tres pilas con diferentes secciones transversales y alturas en cada una. Las secciones transversales y las alturas de las pilas se definen para cada puente tratando de generar estructuras con comportamientos diferentes en tres aspectos:

- a) Un mecanismo de colapso diferente en cada caso
- b) Una configuración deformada en dirección transversal distinta
- c) Una respuesta no lineal diferente en cada estructura .Las conexiones entre el tablero y las pilas son continuas y en los extremos del tablero se consideran apoyos simples

Demanda sísmica

En los análisis estáticos no lineales realizados mediante el método N2 se consideró el espectro de diseño para la localidad de Aquila, Michoacán, obtenido mediante la propuesta del Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad (2008) para estructuras del grupo A desplantadas en terreno firme pero amplificado con un factor de escala igual a 2 (es decir, el factor final será de 1.5x2), el cual se muestra en la Figura 2.2.

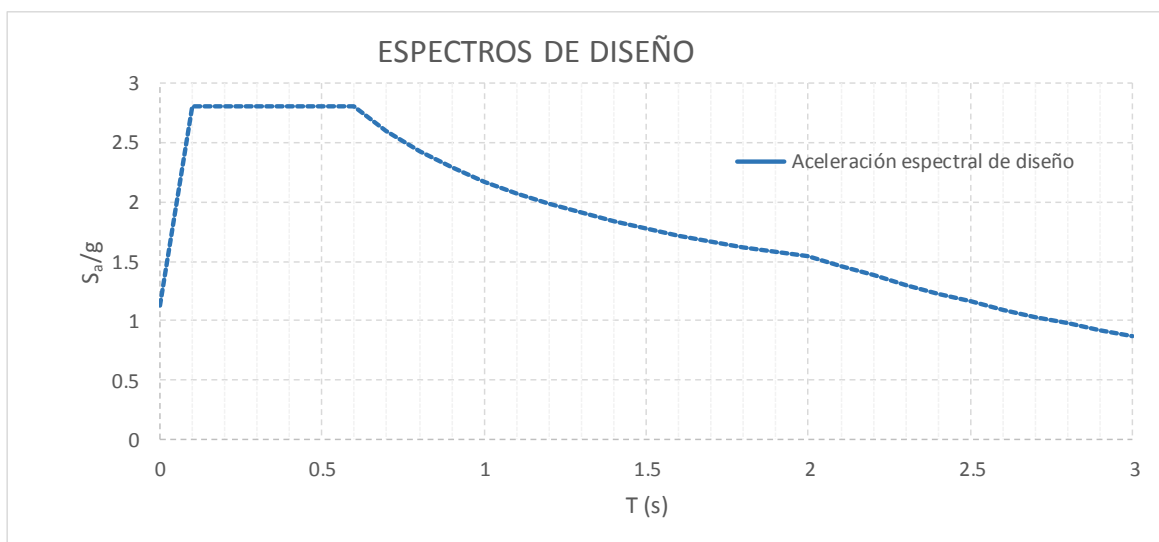


Figura 2.2 Aceleración espectral de diseño para el municipio de Aquila Michoacán para estructuras del grupo A obtenida mediante el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad y amplificado con un factor de 2

Puente 1

En la Figura 2.3 se muestran las alturas de las pilas, las cuales son de 2, 4 y 20 metros. Las secciones transversales se propusieron a partir de la longitud de la base de la sección transversal del tablero, quedando de 4.5 metros en su base. Las alturas de las secciones transversales se obtuvieron del diseño de las mismas en el programa SAP2000 tomando los elementos mecánicos resultantes de un análisis modal

espectral y considerando que el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal quedara comprendido entre el 1 y el 2% del área de concreto; además se intentó que no hubiera mucha variación entre las mismas. Para el caso de la pila más alta (pila 3), su sección transversal se consideró hueca para disminuir el peso de la misma y por ser una estrategia común en la práctica. Para esta pila el largo de la sección transversal (lado transversal al eje longitudinal del puente) se fijó en 9.5 metros y el ancho (dirección longitudinal) de 4.5 metros con 0.5 metros de ancho de paredes, de tal manera que nos permita una mayor concentración de acero longitudinal en la base y así mismo tener mayor capacidad de resistencia a flexión.

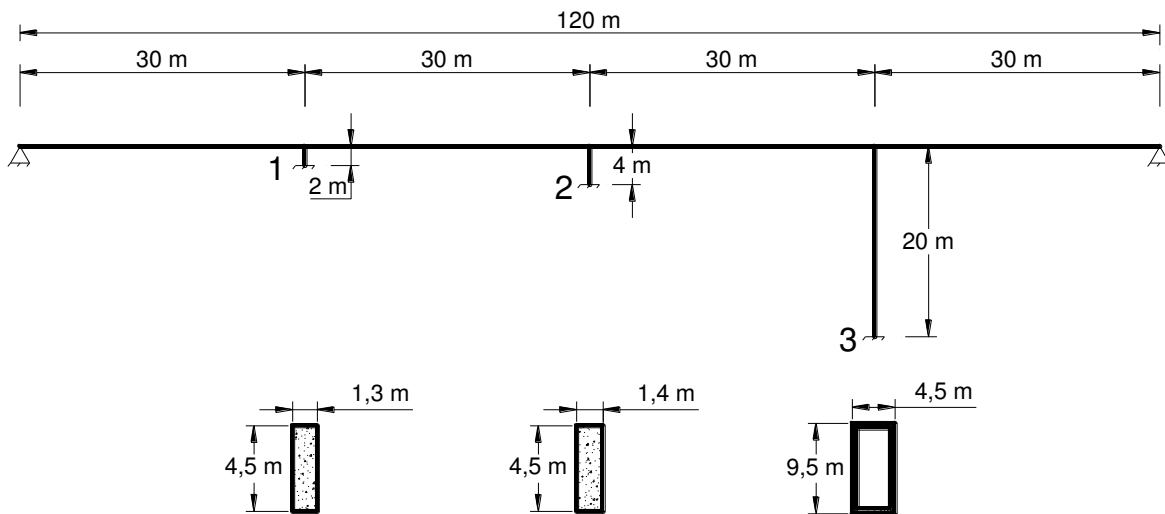


Figura 2.3 Configuración geométrica del puente 1

El acero longitudinal se distribuyó en dos lechos para cada lado de la sección dejando un recubrimiento de 10 cm, tanto en los extremos de las secciones sólidas como en las caras interiores de la sección hueca. La separación entre los dos lechos de acero longitudinal son de 30 centímetros. Para el acero transversal se propuso un arreglo de tal manera que un estribo abarque 3 varillas longitudinales por lado largo tal como se muestra en la Figura 2.4. El diámetro de la varilla es del No. 3 (9.5×10^{-3} metros) para todos los casos y sólo se varía la separación entre estribos para cada pila. Los armados se obtuvieron mediante el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).

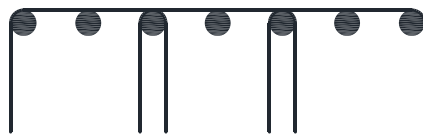


Figura 2.4. Configuración de armado transversal

En la Tabla 2.1 se muestran los porcentajes de acero longitudinal, la separación de los estribos y el número de ramas transversales que son efectivas a cada lado de las secciones de las pilas. El número de ramas efectivas se obtuvo al tomar en cuenta que sólo cuatro ramas, dos en cada extremo, del total de ramas transversales a cada lado de la sección abarcan el núcleo de concreto, es decir tienen una longitud completa, el resto de las ramas tienen una longitud parcial y por lo tanto se toma sólo la proporción correspondiente (Figura 2.5).

Tabla 2.1 Acero de refuerzo longitudinal y transversal en pilas del puente 1

No. Pila	% Acero Longitudinal	Número de ramas perpendiculares al		Número de ramas efectivas perpendiculares al		Separación del refuerzo transversal (m)
		ancho	largo	Ancho	largo	
Pila 1	1.11	8	28	4.56	17.09	0.15
Pila 2	1.81	10	30	4.84	17	0.12
Pila 3	1.58	17	48	4.84	10.14	0.30

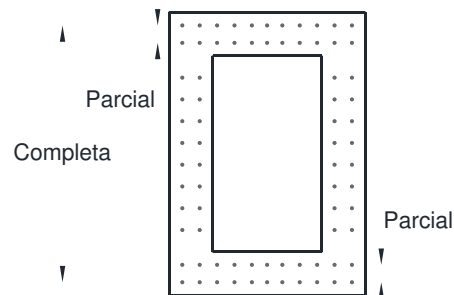


Figura 2.5 Distribución de las varillas de refuerzo y definición de la longitud efectiva de los estribos

La masa de la superestructura se obtiene considerando un peso volumétrico del concreto igual a 23.55 kN/m^3 y de 21.58 kN/m^3 para el asfalto. Además se considera el 10 por ciento extra del peso del asfalto para estimar el peso propio de elementos como banquetas, parapetos, remates, señalamiento y los de seguridad. El módulo de elasticidad E se define según las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones del distrito federal 2004 como $4,400\sqrt{f'c}$ (MPa), usando $f'c = 30 \text{ MPa}$ se obtiene un módulo igual a $24,100 \text{ MPa}$.

Puentes del 2 al 8

Como se mencionó anteriormente, en los puentes del 2 al 8 sólo se cambiaron las propiedades geométricas de las pilas (altura, sección transversal y refuerzo de acero). A continuación se presenta la Tabla 2.2 y la Tabla 2.3 con el resumen de las propiedades del resto de los puentes.

Tabla 2.2 Configuración geométrica de las pilas de los puentes 2 al 5

Propiedad	Puente 2 Pila			Puente 3 Pila			Puente 4 Pila			Puente 5 Pila		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Altura de Pila	2	4	20	2	4	20	5	10	20	10	10	20
Largo de sección transversal	9.5	9.5	9.5	2	2	4.5	2	2	4.5	2	2	4.5
Ancho de sección transversal	1.3	1.4	4.5	1.3	1.4	4.5	1.3	1.4	4.5	1.4	1.4	2
Espesor de paredes	-	-	0.5	-	-	0.5	-	-	0.5	-	-	0.5
No. Ramas en largo de la sección	56	60	48	13	14	26	13	14	14	14	14	18
No. Ramas en ancho de la sección	8	14	17	8	8	20	8	8	12	8	8	8
No. Ramas efectivas en largo	30	29.85	10.14	8.9	9	7.07	8.9	9	5.40	9	9	9
No. Ramas efectivas en ancho	4.26	4.63	4.84	5.33	5.3	6.23	5.33	5.3	5.12	5.3	5.3	4.56
Separación del refuerzo transversal	0.15	0.17	0.30	0.15	0.15	0.25	0.15	0.15	0.17	0.15	0.15	0.30
% Acero longitudinal	1	1	1.58	1.25	2	1.54	1.25	2	0.83	2	2	0.80

Tabla 2.3 Configuración geométrica de las pilas de los puentes 6 al 8

Propiedad	Puente 6 Pila			Puente 7 Pila			Puente 8 Pila		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Altura de Pila	10	15	20	20	10	20	20	20	20
Largo de sección transversal	2	2.5	4.5	4.5	2	4.5	4.5	4.5	4.5
Ancho de sección transversal	1.4	1.7	2	2	1.4	2	2	2	2
Espesor de paredes	-	-	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5
No. Ramas en largo de la sección	14	12	18	18	14	18	18	18	18
No. Ramas en ancho de la sección	8	8	8	8	8	8	8	8	8
No. Ramas efectivas en largo	9	7.2	9	5.95	9	9	9	9	9
No. Ramas efectivas en ancho	5.3	5.04	4.56	4.56	5.3	4.56	4.56	4.56	4.56
Separación del refuerzo transversal	0.15	0.14	0.30	0.30	0.15	0.30	0.30	0.30	0.30
% Acero longitudinal	2	0.97	0.80	0.80	2	0.80	0.80	0.80	0.80

2.2 Arreglos de carga y punto de control

El método estático no lineal fue propuesto inicialmente para edificios, de ahí que se tengan que hacer algunas adecuaciones para su aplicación a estructuras tipo puente. Dos aspectos primordiales en el desarrollo del método son: la elección del punto de control para monitorear los desplazamientos

transversales del puente, y el segundo es la configuración de la carga incremental que se aplica a la estructura hasta llegar a la falla del sistema. A continuación se describen las alternativas que serán estudiadas en este trabajo.

Punto de control

En los métodos de análisis estáticos no lineales, la primera etapa del proceso consiste en definir la curva de capacidad de la estructura, para ello, se aplica una carga estática creciente hasta llegar a la formación de un mecanismo de colapso. La curva de capacidad es la relación entre la fuerza cortante en la base del puente y el desplazamiento del sistema, por lo tanto, es necesario definir un punto de control para monitorear los desplazamientos y poder definir la curva de capacidad. El punto de control se define claramente en la parte superior en los edificios y suele elegirse el centro de masas; sin embargo, en el caso de puentes, a pesar de su aparente simplicidad, no es directa la elección del punto de control que nos permita monitorear el comportamiento del mismo. En el Eurocódigo 8/2(2005), se propone tomar como punto de control el mismo punto que se toma en edificios, es decir, al centro de masas de la superestructura. Sin embargo esto no siempre refleja el comportamiento real en muchos puentes, sobre todo si se trata de puentes irregulares, como es el caso de puentes con pilas cortas al centro del claro, estructuras con diferentes longitudes de claros o diferentes alturas en las pilas, la selección del centro de masa de la superestructura no suele representar de la mejor manera el comportamiento del puente.

Existen autores como [Isaković y Fischinger (2005)] y [Kappos, *et al.* (2012)], que sugieren que el punto de control debería ser el punto con mayor desplazamiento. Si se decide adoptar este punto como punto de control, es difícil establecer este punto puesto que el desplazamiento máximo depende en algunos casos, de la intensidad sísmica a la que sea sometido el puente. Lo anterior se debe a que, si la estructura es muy irregular, la pérdida de rigidez en los elementos en los que se concentra la demanda sísmica, causará una redistribución de la rigidez lateral y un posible cambio en la posición del punto de mayor desplazamiento. De aquí la necesidad de establecer un criterio para la elección del mismo y verificar que dicha elección cumpla con el objetivo del análisis. Para estudiar la influencia que se tiene en la elección del punto de control de los desplazamientos, se decidió tomar dos puntos de control en el desarrollo de la tesis, el primero al centro de masas de la superestructura y el segundo en la parte superior del tablero justo arriba de la pila más alta, que es un punto cercano al lugar donde se considera que se producirán los máximos desplazamientos transversales del tablero en los puentes que se estudian. Cabe mencionar que

una mala elección del punto de control nos conduciría a describir erróneamente el comportamiento del puente.

Arreglo de carga

Para la realización del análisis estático no lineal es necesario suponer una distribución de cargas que son las que se aplican gradualmente al sistema hasta llegar al desplazamiento último. Varios autores han sugerido que la distribución de carga tenga una configuración igual a la deformada del puente, sin embargo, como anteriormente se mencionó, en la etapa inicial no se conoce la deformada, y además, ésta puede cambiar con el nivel de intensidad de la acción sísmica. El Eurocódigo 8/2 (2004) sugiere que se utilicen dos distribuciones de carga, una distribución uniforme y una distribución correspondiente al primer modo de vibrar en dirección transversal. Lo anterior se justifica pues se estima que el primer modo es el que tiene una mayor participación en la respuesta, no obstante, sabemos que eso no siempre ocurre y que dicha configuración se modifica cuando el puente ingresa al intervalo de comportamiento no lineal. [Isaković y Fischinger (2005)] recomiendan utilizar una distribución parabólica, en lugar de la correspondiente al primer modo de vibrar. Algunos de los métodos sugieren el uso de una carga adaptable, que consiste en una carga lateral que se modifica de acuerdo con el nivel de intensidad sísmica, con la idea de recoger las modificaciones en la configuración deformada que suceden cuando el puente empieza a dañarse [Kappos, et al., (2012)].

Para nuestro estudio se utilizaron tres arreglos de carga para cada puente y se combinaron con la elección del punto de control (Figura 2.6). Esto nos permite tener un conjunto de seis modelos de análisis para cada uno de los ocho puentes descritos y que servirán de comparación con los modelos de los mismos puentes utilizando elementos finitos.

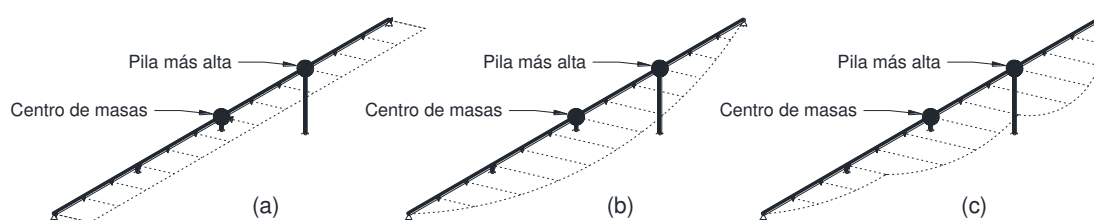


Figura 2.6 Configuraciones de arreglos de carga y puntos de control: (a) Distribución uniforme, (b) distribución parabólica, (c) distribución 1er. modo de vibrar transversal

3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

3.1 Método N2

Como se mencionó, los análisis estáticos no lineales obtienen la capacidad del sistema estructural mediante la aplicación de una carga estática incremental hasta la formación de un mecanismo de colapso. Para ello, concentran el comportamiento no lineal en ubicaciones específicas de los elementos estructurales (articulaciones plásticas), manteniendo en el intervalo lineal el resto del sistema. La demanda se obtiene mediante la intersección de la curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad equivalente con el espectro inelástico correspondiente al periodo de retorno de interés. Para esto existen diversos métodos con procedimientos similares entre algunos de ellos, sin embargo para nuestro estudio no analizaremos varios métodos, en cambio se le dará más importancia al punto de control y la configuración de la carga que se aplica.

El método N2 propuesto por [Fajfar and Fischinger (1987)] y [Fajfar (2007)] es un método muy sencillo y fácil de aplicar en las estructuras. El método se realiza mediante el análisis de dos diferentes estructuras. Un análisis estático no lineal en una estructura de varios grados de libertad que permitirá obtener una curva de capacidad, la cual será transformada mediante un sencillo procedimiento para describir un nuevo modelo pero de un grado de libertad equivalente con el cual se determina la demanda de desplazamientos mediante el espectro de diseño inelástico adecuado. Posteriormente se vuelve a realizar el análisis estático no lineal en la estructura original hasta llevarlo a la demanda obtenida y así conocer los elementos mecánicos de diseño.

Debido a su sencillez, analizar una estructura mediante este procedimiento no requiere de un software de ingeniería muy especializado ni de herramientas computacionales especiales para conocer el comportamiento de una estructura. A continuación se describirá brevemente el procedimiento para la aplicación del método N2 y en el caso del puente 1 se desarrollará paso a paso.

1. Modelado de la estructura.- En esta etapa se realiza el modelado geométrico del puente, tomando en cuenta la geometría de los elementos, el tipo de elemento a utilizar según el software, propiedades de los materiales, conexiones, apoyos; es decir se define la simplicidad o complejidad del mismo.

2. Análisis estático no lineal.- Se define la configuración de la carga que se aplicará a la estructura, se elige el punto de control a monitorear, se realiza el análisis estático no lineal y se obtiene la curva de capacidad del sistema de varios grados de libertad.
3. Definición del sistema de un grado de libertad.- Mediante las propiedades equivalentes para el sistema de un grado de libertad se transformará la curva de capacidad obtenida en el paso dos. La transformación se realiza al dividir los valores de la fuerza y los desplazamientos entre el factor Γ (Ecuación 3-1) (Figura 3.1).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \tag{3-1}$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \tag{3-2}$$

Dónde: m_i =masa proporcional en los puntos de aplicación de la carga.

Φ_i =Factores de aplicación de carga.

La rigidez y el periodo equivalente se definen de los conceptos básicos de dinámica para un sistema de un grado de libertad.

$$k^* = \frac{F_y^*}{D_y^*} \tag{3-3}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \tag{3-4}$$

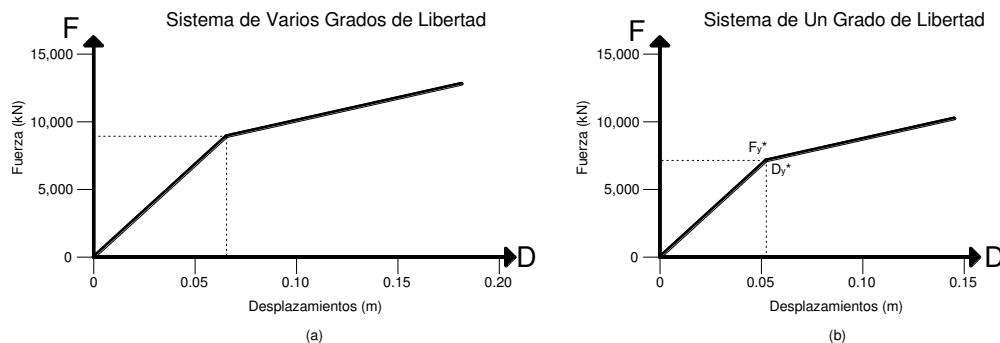


Figura 3.1 Curvas de capacidad (a) para SVGL (b) para S1GL

4. Análisis dinámico no lineal de un sistema de un grado de libertad equivalente.- El espectro elástico se reduce por un factor R_μ el cual se obtiene como:

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad 3-5$$

Por otro lado se sabe que la ductilidad del sistema se define como:

$$\mu = \frac{S_d}{D_y^*} \quad 3-6$$

Apoyándose en la regla de igual desplazamientos que es aplicable para estructuras con periodos medianos a largos y asumiendo una rigidez de postfluencia igual a cero, mediante triángulos semejantes de la Figura 3.2, se deduce que $R_{\mu} = \mu$.

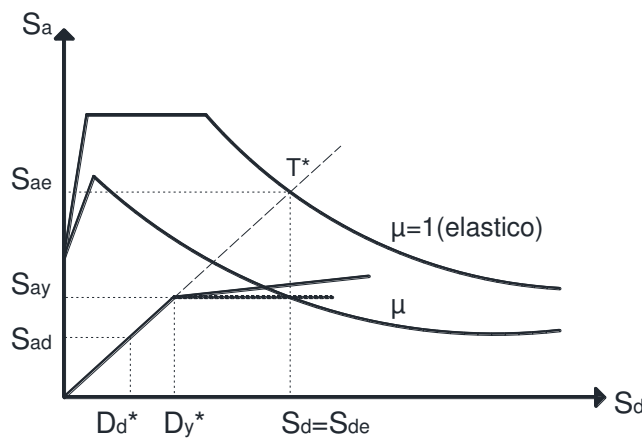


Figura 3.2 Demanda elástica e inelástica contra curva de capacidad del S1GL

Obtenida la demanda sísmica se multiplica por el factor Γ y se vuelve a realizar el análisis estático no lineal para el sistema de varios grados de libertad hasta llevar a la estructura a la demanda sísmica. Finalmente se pueden analizar los elementos mecánicos y los desplazamientos.

3.2 Descripción del modelo

A continuación se describirá el modelo utilizado para el análisis estático no lineal mediante el software SAP2000. Los modelos numéricos utilizados en este tipo de análisis y con los paquetes de cómputo ampliamente usados, suelen utilizar el concepto de plasticidad concentrada, es decir, concentran el comportamiento no lineal en una región de la longitud de los elementos. La ventaja que tiene este tipo de modelación es que reduce bastante el tiempo de solución numérica, aún y cuando en la actualidad existen

máquinas comerciales muy potentes, el tiempo de ingeniería y de cómputo que se requieren sigue siendo un factor que debe tomarse en cuenta. A continuación se describe brevemente el modelo numérico.

En la Figura 3.3 (a) se muestra la geometría de una pila de un puente con empotramiento en la base y continuidad entre pila y tablero. La Figura 3.3(b) nos muestra la forma deformada de la pila del puente posterior a la aplicación de una fuerza horizontal, ya sea producto de las fuerzas inerciales resultantes de una aceleración en la base (análisis modal espectral, análisis de historia en el tiempo), o por la aplicación directa de fuerzas incrementales en el tablero (análisis estático no lineal de empuje incremental). Finalmente en la Figura 3.3 se muestra la idealización de la pila mediante elementos barra con un comportamiento lineal y dos articulaciones plásticas, una en la parte inferior y otra en la parte superior, que es donde se concentra el comportamiento no lineal.

Para las pilas se utilizaron elementos tipo *frame*, estos elementos se definen mediante un elemento con seis grados de libertad en cada extremo, a los que se les asignan sus propiedades geométricas y el modelo constitutivo del material.

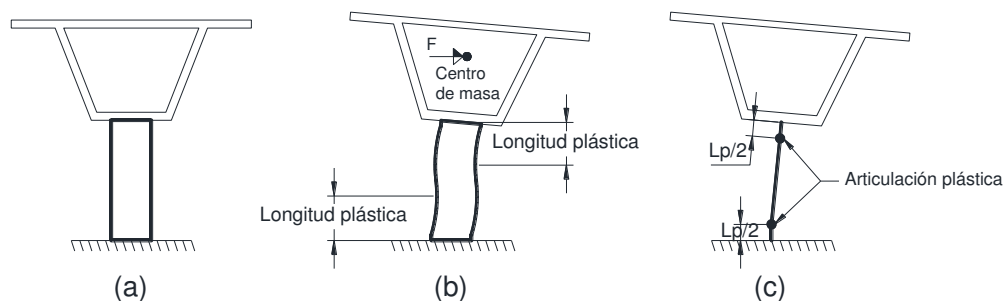


Figura 3.3 Modelo de plasticidad concentrada, (a) Modelo geométrico, (b) Deformada de la pila, (c) Modelo de plasticidad concentrada

Caracterización de la articulación plástica

Como se mencionó anteriormente el comportamiento no lineal del material (plasticidad) se concentra en un punto específico de las barras (*frames*). A estos puntos se les suele asignar un comportamiento histerético (en el caso de análisis de historia en el tiempo) o una curva que relacione la capacidad de resistencia con las deformaciones (en el caso de análisis estático no lineal). Debido a la geometría de nuestras pilas (secciones tipo muro) se decidió utilizar un comportamiento para la capacidad a momento flexionante (*momento-rotación*) y otro para la capacidad a fuerza cortante (*fuerza-desplazamiento*).

Para emplear la curva *momento-rotación* es necesario relacionar la rotación con la curvatura, para lo cual se requiere conocer la longitud de articulación plástica. Existen diversas propuestas para la obtención de la longitud de articulación plástica, entre las más utilizadas en la literatura se encuentra la propuesta por [Priestley (1996)], Eurocódigo 8 (2004) y de la Asociación de Carreteras de Japón [JRA, (1996)]. Para nuestro análisis se decidió utilizar la expresión propuesta en el código japonés debido a que involucra directamente la relación de esbeltez que define la importancia de la flexión y la fuerza cortante.

En la Figura 3.4 se observa la relación que existe entre la longitud de articulación plástica en función del peralte de la sección y la relación M/VD (momento entre fuerza cortante por peralte de la sección), que para el rango elástico de cualquier sección quedaría definido como *relación claro de cortante* (h/D).

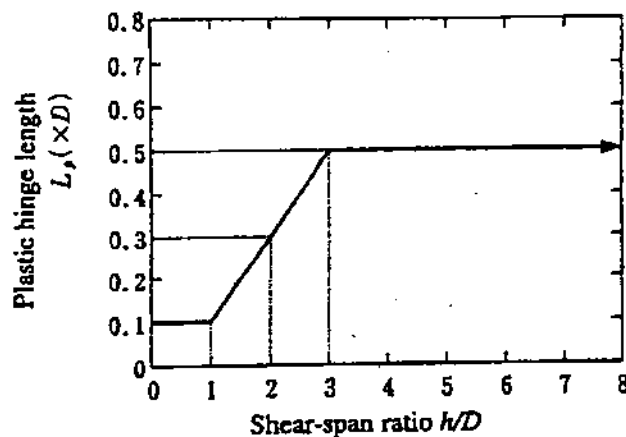


Figura 3.4 Relación entre longitud de articulación plástica y el claro de cortante [JRA, 1996]

Conocida la relación h/D se obtiene la longitud de articulación plástica en función del peralte de la sección. Dado que la curvatura se define como la rotación en una longitud unitaria, la longitud de articulación plástica multiplicada por la curvatura asociada a un valor de momento resistente nos dará el valor de la rotación, Ecuación 3-7. Aplicando esta relación en la gráfica *momento-curvatura* tendríamos finalmente la caracterización de nuestra articulación plástica a momento flexionante.

$$\theta = \varphi \cdot L_p \quad 3-7$$

En la Tabla 3.1 se muestra el cálculo de las longitudes de articulación plástica para los puentes 1 al 4 y en la Tabla 3.2 las correspondientes a los puentes 5 al 8. Se observa que la longitud plástica está comprendida entre 0.2 y 3.06 m, y porcentajes de la altura de la pila entre 8 (pila 1 puente 2) y 48% (pila 2 puente 6).

Tabla 3.1 Longitud de articulación plástica en puentes del 1 al 4

Propiedad	Punto 1 Pila			Punto 2 Pila			Punto 3 Pila			Punto 4 Pila		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
h = Altura de pila (m)	2	4	20	2	4	20	2	4	20	5	10	20
D = Peralte de la sección (sentido de la flexión)	4.5	4.5	9.5	9.5	9.5	9.5	2	2	4.5	2	2	4.5
h/D	0.44	0.89	2.11	0.21	0.42	2.11	1	2	4.44	2.5	5	4.44
L _p (%D)	0.1	0.1	0.322	0.1	0.1	0.322	0.1	0.3	0.5	0.4	0.5	0.5
L _p (m)	0.45	0.45	3.06	0.95	0.95	3.06	0.2	0.6	2.25	0.8	1	2.25

Tabla 3.2 Longitud de articulación plástica en puentes del 5 al 8

Propiedad	Punto 5 Pila			Punto 6 Pila			Punto 7 Pila			Punto 8 Pila		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
h = Altura de pila (m)	10	10	20	10	15	20	20	10	20	20	20	20
D = Peralte de la sección (sentido de la flexión)	2	2	4.5	2	2.5	4.5	4.5	2	4.5	4.5	4.5	4.5
h/D	5	5	4.44	5	6	4.4	4.4	5	4.4	4.4	4.4	4.4
L _p (%D)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
L _p (m)	1	1	2.25	1	1.25	4.5	2.25	1	2.25	2.25	2.25	2.25

Para la relación *fuerza-desplazamiento* [Priestley, et al.(1996)], mencionan que la fuerza cortante resistente total se define como la suma de la fuerza cortante que resiste el concreto, la fuerza cortante que resiste el armado transversal, y la fuerza cortante que resiste a causa de la fuerza de compresión axial, Ecuaciones 3-8 a 3-11.

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad 3-8$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} \cdot A_e \quad 3-9$$

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \cot \theta \quad 3-10$$

$$V_p = P \tan \alpha \quad 3-11$$

Dónde: f'_c = Resistencia a compresión del concreto

A_e = 0.8 del área gruesa de la sección

A_v = Área de acero de refuerzo transversal en la dirección de la fuerza aplicada

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

D' = Longitud del núcleo de concreto en dirección de la fuerza cortante

S = Separación de las capas de refuerzo transversal

P = Fuerza de compresión

θ = Ángulo de inclinación de la grieta de cortante con respecto al eje longitudinal del elemento

α = Ángulo que existe entre la línea que une dos puntos ubicados a una distancia $c/2$ del paño del elemento en cada una de las caras extremas perpendiculares al eje longitudinal del elemento, Figura 3.5, donde c es la profundidad del eje neutro

k = factor de reducción de la fuerza cortante resistente del concreto en función de la ductilidad de curvatura, Figura 3.6

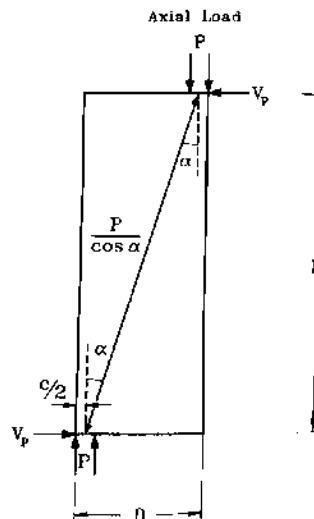


Figura 3.5 Contribución en la resistencia de la fuerza axial en columnas a la fuerza cortante [Priestley et al., 1996]

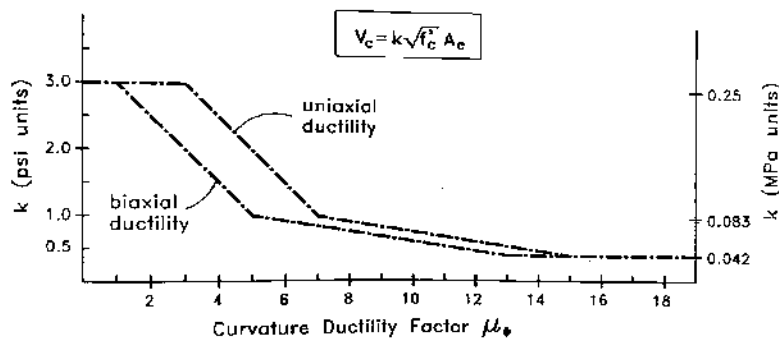


Figura 3.6 Factor de reducción de la fuerza cortante resistente del concreto en función de la ductilidad de curvatura [Priestley et al., 1996]

Al realizar las sustituciones en la Ecuación 3-8 se deduce que la resistencia a la fuerza cortante varía según la curvatura en la sección. Para caracterizar las articulaciones *fuerza-desplazamiento* en el programa SAP2000 es necesario relacionar la curvatura con el desplazamiento. Como se mencionó en el capítulo uno de este trabajo el desplazamiento elástico, antes de la fluencia, en función de la curvatura se

define como $\frac{\phi L^2}{3}$ y el desplazamiento inelástico, después de la fluencia, se define como

$(\varphi - \varphi_y) L_{ap} \left(L - \frac{L_{ap}}{2} \right)$, donde φ =curvatura de la sección transversal, φ_y =curvatura de fluencia de la sección transversal, L =longitud del elemento y L_{ap} =Longitud de articulación plástica. Por lo tanto el desplazamiento total, cuando la curvatura excede la curvatura de fluencia, se define como la suma del elástico más el inelástico.

En la Figura 3.7 se muestra la forma general de una curva *Fuerza-Desplazamiento* que se requiere en el programa SAP2000. La Figura 3.7 nos muestra que es necesario definir 5 puntos para la caracterización de la curva, el punto A, que invariablemente se define en el origen, el punto B, que se considera el punto de fluencia pero con desplazamiento igual a cero, el punto C, como el mayor valor alcanzado en la curva, el punto D, se define en el lugar donde se considera que el elemento ha perdido la capacidad de resistencia significativamente (suele ser el punto final de la curva descendiente o especificarlo en un sitio que nos permita equilibrar áreas equivalentes de nuestra curva para elementos con grandes ductilidades) y finalmente el punto E como el valor último.

En la Figura 3.8(a) se muestra la curva *momento-rotación* para la sección transversal de la pila 2 y en la Figura 3.8(b) se muestra la curva *fuerza-desplazamiento* para la sección transversal de la pila 1, ambas para el puente 1. También se muestra la curva real calculada como anteriormente se describió para cada caso (momento-rotación y fuerza-desplazamiento) y la curva idealizada que será ingresada como la caracterización de la articulación plástica para el programa SAP2000.

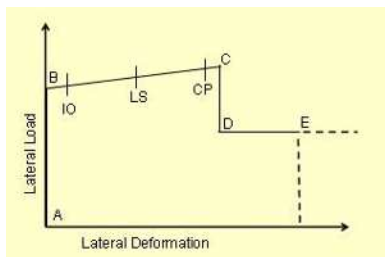


Figura 3.7 Diagrama general para caracterización de articulación plástica [CSI, SAP2000 V16.0, 2013]

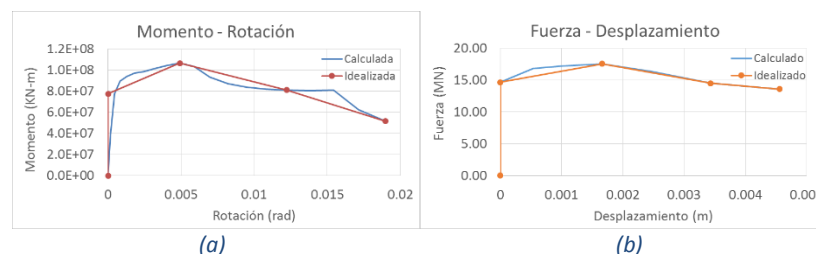


Figura 3.8 (a) Momento-curvatura de la pila 2 del puente 1. Calculada (azul), idealizada (roja), (b) Fuerza-Desplazamiento de la pila 1 del puente 1. Calculada (azul), idealizada (naranja)

Descripción de la superestructura

Para la caracterización de la superestructura se utilizaron elementos tipo *Shell-thin* que nos permitieron caracterizar el comportamiento tanto en las paredes como en las losas de la sección cajón. De esta manera logramos tener una estructura tridimensional que nos permitió tener una mejor interacción entre superestructura y subestructura.

En la Figura 3.9 se observa una sección transversal del tablero de 1 metro de ancho. Las longitudes de los elementos en las losas superior, inferior y paredes laterales quedaron definidas de tal manera que existiera una relación ancho/largo cercana a uno y que no generará una gran cantidad de elementos, con la única finalidad de reducir el tamaño del modelo. A estos elementos se les asignaron las propiedades del concreto definidas en el capítulo 2.

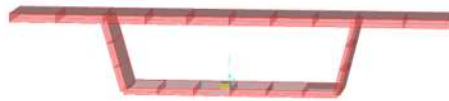


Figura 3.9 Sección transversal del tablero elaborada con elementos tipo *Shell-thin* de ancho igual a 1m, vista 3D

Para lograr una respuesta integral del puente y mejorar el comportamiento a torsión de la superestructura, se acostumbra colocar diafragmas transversales en la zona de apoyos, lo cual también permite distribuir adecuadamente los esfuerzos en la conexión con la pila del puente. Estos diafragmas se modelaron mediante elementos del mismo tipo (*Shell-thin*) con un espesor de 0.20 metros (Figura 3.10).



Figura 3.10 Diafragma de concreto de 0.2 metros de ancho sobre pilas

Para incluir el peso propio de la carpeta asfáltica, se consideró una carga distribuida por unidad de área, en el plano horizontal de los elementos que forman la losa superior. Se considera que durante la vida útil del puente, se colocarán sobre carpetas varias veces, por tal motivo, se asignó un espesor de la carpeta de asfalto de 0.20 metros. En la misma carga se consideró 10% del peso propio de la carpeta asfáltica como peso adicional para cubrir el peso de los elementos de protección, banquetas y accesorios necesarios para el correcto funcionamiento del puente.

$$1.1(0.20 * 21.58) = 4.7476 \frac{kN}{m^2}$$

Conexiones

Para conectar la superestructura y la subestructura es necesario crear elementos que transmitan los elementos mecánicos adecuadamente. Los puentes elegidos en este trabajo son del tipo continuo, es decir, que existe una transmisión completa entre pila y tablero. Para evitar problemas de torsión al momento del análisis modal se pensó en incluir elementos rígidos verticales cercanos a los extremos de la losa inferior conectados mediante elementos rígidos horizontales con la barra que simula la columna. Los elementos verticales se idealizaron mediante elementos tipo *link* que nos permitieron asignarles una rigidez grande en cualquier dirección. Estos elementos bastará ponerles una longitud de 0.01m. Las barras horizontales serán del mismo tipo y tendrán las mismas propiedades de rigidez que las anteriores, la diferencia sólo será la longitud de los elementos, sin embargo esto no influye en lo absoluto debido a que su rigidez está predefinida. En la Figura 3.11 se muestran los elementos que permiten conectar al tablero con la pila.

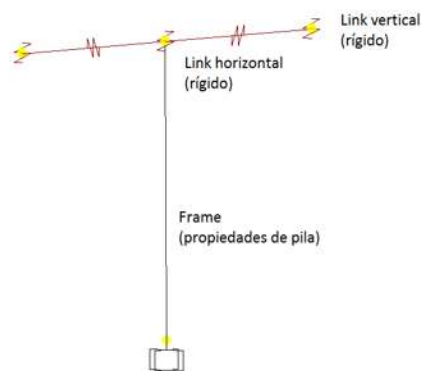


Figura 3.11 Modelo de elementos para conexión de pila tablero

En el caso de los estribos se consideraron elementos tipo *link* que tengan una rigidez muy grande para cualquier desplazamiento lineal y definiendo una rigidez nula para desplazamientos angulares. De esta manera se pretende simular un apoyo simple entre el tablero y los apoyos en estribos. En la parte inferior del link se consideró un empotramiento perfecto. Se consideró un terreno rígido, sin interacción suelo estructura significativa, por lo que se adoptó un empotramiento perfecto en la base de las pilas.

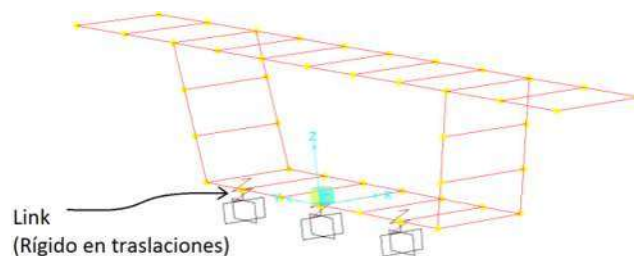


Figura 3.12 Conexión del tablero en los estribos del puente

3.3 Configuración de carga, curvas de capacidad y demanda sísmica

El análisis estático no lineal se aplicó en los 8 modelos de puentes, cada uno con las configuraciones descritas en el capítulo 2 y enlistadas a continuación.

- a) Carga uniforme con punto de control al centro de masas del puente
- b) Carga uniforme con punto de control en la parte superior de la pila más alta
- c) Carga parabólica con punto de control al centro de masas del puente
- d) Carga parabólica con punto de control en la parte superior de la pila más alta
- e) Carga con una configuración igual a la del 1er. modo de vibrar en dirección transversal con punto de control al centro de masas del puente
- f) Carga con una configuración igual a la del 1er. Modo de vibrar en dirección transversal con punto de control en la parte superior de la pila más alta

Para la aplicación de la distribución de carga correspondiente al primer modo de vibrar transversal es necesario realizar un análisis modal que nos permita identificar las formas modales para cada puente. Por diversos estudios se sabe que los puentes con configuraciones geométricas regulares tienen sus primeros modos de vibrar bien definidos en función de los elementos mecánicos que lo rigen y una distribución de la demanda en las pilas que también es regular. Sin embargo cuando los puentes dejan de tener una geometría regular los primeros modos de vibrar comienzan a incluir combinaciones de elementos mecánicos en sus comportamientos que se reflejan en una distribución de demandas irregular y que puede cambiar significativamente con la intensidad sísmica, pues el daño en los elementos llega a modificar apreciablemente la configuración deformada de la estructura. Debido a este comportamiento se utilizó la *participación modal de masa* para identificar el incremento en la contribución de la flexión en sentido transversal del tablero. Por otro lado para evaluar la irregularidad de los puentes se obtuvo la relación que existe entre la rigidez lateral de las pilas 1 y 2 con respecto a la 3 (Tabla 3.3). Como se observa en la tabla, el porcentaje de participación de masas es sólo el 25% en el puente 1 debido a su mayor irregularidad, mientras que en el puente 8, con pilas de igual altura y sección transversal, el primer modo tiene una participación de masa del 80%. Se observa también que la regularidad va, en términos generales, creciendo con el número de modelo del puente.

Tabla 3.3 Alturas, rigideces, relación de rigideces en pilas, periodo, 1er. modo transversal y la participación de masa modal

PUENTE	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	$\frac{K1}{L^3}$ $\frac{12EI_1}{L^3}$	$\frac{K2}{L^3}$ $\frac{12EI_2}{L^3}$	$\frac{K3}{L^3}$ $\frac{12EI_3}{L^3}$	$\frac{K1}{K3}$	$\frac{K2}{K3}$	T (seg)	No. de modo	PMM (%)
1	2	4	20	14.81E	1.99E	0.214E	69.21	9.30	0.187	5	0.25
2	2	4	20	139.32E	18.76E	0.214E	651.03	87.66	0.184	5	0.23
3	2	4	20	1.3E	0.175E	0.033E	39.39	5.30	0.314	2	0.47
4	5	10	20	0.083E	0.011E	0.033E	2.52	0.33	0.415	1	0.65
5	10	10	20	0.011E	0.011E	0.017E	0.65	0.65	0.517	1	0.73
6	10	15	20	0.011E	0.008E	0.017E	0.65	0.47	0.548	1	0.76
7	20	10	20	0.017E	0.011E	0.017E	1.00	0.65	0.493	1	0.76
8	20	20	20	0.017E	0.017E	0.017E	1.00	1.00	0.468	1	0.8

Puente 1

En la Figura 3.13 se muestran las configuraciones de las cargas transversales aplicadas en el modelo del puente 1, en ellas se observa claramente la diferencia entre las tres configuraciones. La correspondiente al primer modo tendrá una mayor intensidad cerca de la pila número 3, lo que es lógico ya que la pila más alta es la de mayor flexibilidad (Tabla 3.3) y por ende el primer modo transversal tendrá desplazamientos modales máximos cercanos a ella. La configuración transversal parabólica tendrá su mayor intensidad justo al centro del claro, donde en ese punto se tiene una concentración de rigidez del puente debido a la pila número 2, lo que no se refleja en la distribución parabólica. Finalmente la configuración uniforme tendrá la misma intensidad en todos los puntos.

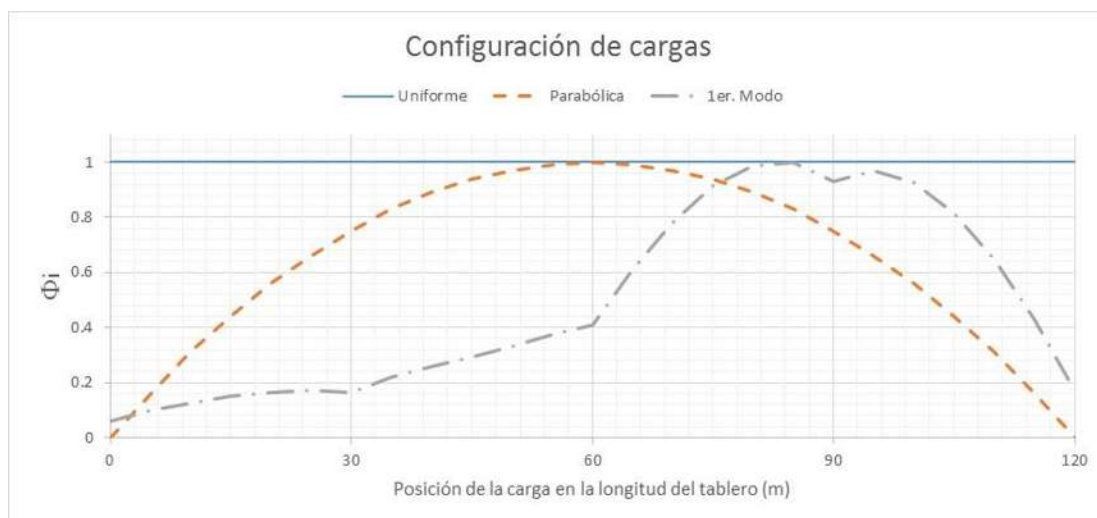


Figura 3.13 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 1

En la Tabla 3.4 se observan los estados de las articulaciones tanto a flexión como a cortante para las columnas 1 y 2 así como el estado de la articulación a flexión para la columna 3 del puente uno. Cabe mencionar que no se colocaron los estados de las articulaciones superiores para ningún caso ya que estas se mantienen casi siempre en su parte lineal y en los casos en que incurrieron en su rango inelástico nunca alcanzaron su momento máximo.

Tabla 3.4 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 1

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
1er. Mod_P3	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Par_CM	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Par_P3	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Uni_CM	Máximo	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Uni_P3	Máximo	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico

La Figura 3.14 muestra las curvas de capacidad obtenidas mediante las configuraciones de carga descritas anteriormente. En estos análisis se consideró como la capacidad última el punto donde la articulación a fuerza cortante de cualquier pila alcanzara su valor máximo o para el caso de la articulación a momento flexionante llegara al punto inferior de la pendiente en decremento. Se observa claramente las grandes diferencias en las curvas de capacidad obtenidas con las tres configuraciones de carga. De manera inicial podemos ver la variación de la rigidez inicial para todos los casos. Por otro lado se observa que algunas de ellas tienen puntos de fluencia muy definidos a diferencia de otras que parecieran tener un comportamiento lineal hasta la falla. Finalmente podemos observar los valores de capacidad y desplazamiento muy diferentes, con diferencias de más del doble en los desplazamientos últimos y alrededor del doble para el caso de la fuerza cortante basal.

En la Figura 3.15 se muestran los espectros de respuesta en un plano aceleración y desplazamiento, para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente de acuerdo con el método N2. También se incluye la demanda sísmica representada mediante el espectro de respuesta obtenido con el programa PRODISIS (Figura 2.2). Si realizamos una comparación entre la Figura 3.14 y la Figura 3.15 vemos que existen diferencias en los desplazamientos y las fuerzas cortantes obtenidos para el sistema de varios grados de libertad (Figura 3.14) y los correspondientes a los sistemas de un grado de libertad (Figura 3.15). Estas variaciones se deben al parámetro Γ (Ecuación 3-1)

que dividen los valores de la curva de capacidad para transformarlas a un sistema de un grado de libertad equivalente.

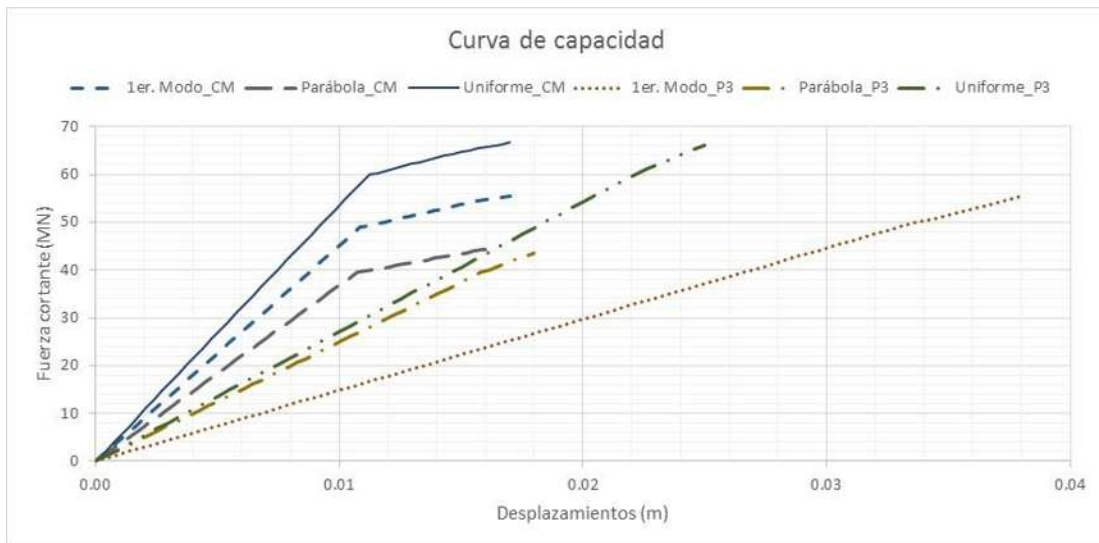


Figura 3.14 Curvas de capacidad para el puente 1 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

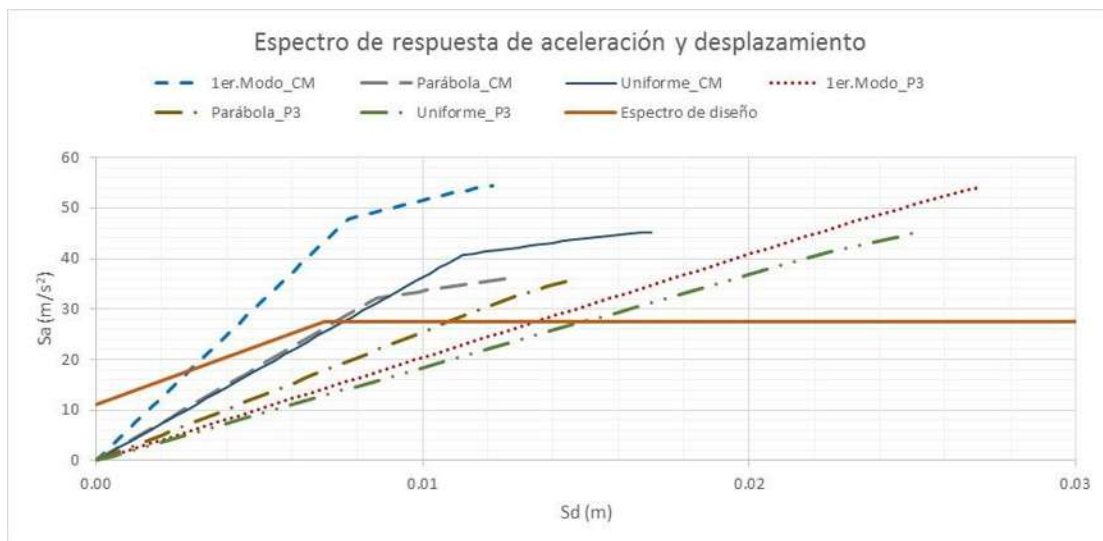


Figura 3.15 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 1 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS

Para este puente se observa que todas las combinaciones de carga y punto de control nos arrojan un comportamiento elástico de la estructura, y que por lo tanto no fue necesario utilizar ningún espectro de respuesta inelástico para conocer las demandas. Se observa que si se elige una distribución de carga semejante a la del primer modo de vibrar y como punto de monitoreo el centro de masas se obtiene una demanda de aceleración de 18 m/s^2 y de desplazamiento de 3 mm , mientras que con una combinación de

carga uniforme y punto de control en la pila 3 se obtiene una demanda de 28 m/s^2 y un desplazamiento de 15mm.

Los desplazamientos obtenidos con los análisis estáticos no lineales sobre el eje longitudinal del tablero se muestran de la Figura 3.16 a la Figura 3.20. Comparando los resultados obtenidos con las 3 configuraciones de carga y eligiendo el punto de control en el centro de masas (Figura 3.16) se observa que se obtienen diferentes configuraciones de desplazamiento en el tablero. Los desplazamientos máximos se producen cerca de la pila 3 con las tres distribuciones de carga, aunque la carga parabólica tiene desplazamientos menores en las proximidades del estribo derecho. En el otro extremo, la carga del 1er modo proporciona desplazamientos muy bajos comparados con las otras dos distribuciones de carga. La distribución uniforme presenta desplazamientos más uniformes a lo largo de todo el puente. El máximo desplazamiento (18mm) se obtiene a 100 metros del estribo izquierdo, es decir cercano a la pila más flexible, con la condición de carga uniforme; además el máximo desplazamiento en las pilas se da con la misma configuración de carga (15mm) sobre la pila 3. Sin embargo para este modelo la condición de falla fue por fuerza cortante en la pila 2 para todos los casos. De la misma gráfica se observa que el desplazamiento máximo en la pila 2 se obtiene con la configuración de carga parabólica (9mm).

En la Figura 3.17 se comparan nuevamente los desplazamientos que se producen con las tres distribuciones de carga transversal pero considerando como punto de control la parte superior de la pila 3. La distribución de los desplazamientos sigue una tendencia similar a la descrita para el caso del punto de control en el centro de masa (Figura 3.16). Se observa que el desplazamiento máximo se obtiene cercano a la pila 3, en ambos lados pero con la condición de carga equivalente al primer modo. Es importante observar las diferencias de los desplazamientos en las pilas y el tablero al cambiar la configuración de carga transversal, aunque el desplazamiento máximo en las pilas se repite sobre la misma pila pero con diferente configuración de intensidad de carga (1er. Modo). Sin embargo la pila 2 que tiene el mecanismo de falla tiene un desplazamiento menor con la condición de carga equivalente al primer modo, esto se debe a que la mayor intensidad en ese punto se aplica con la configuración de carga parabólica. Al comparar los desplazamientos obtenidos con los dos puntos de monitoreo, se observa que el desplazamiento máximo para el punto de control ubicado sobre la pila más alta (21 mm) es mayor al obtenido cuando se ubica el punto de control en el centro de masa (18 mm).



Figura 3.16 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 1

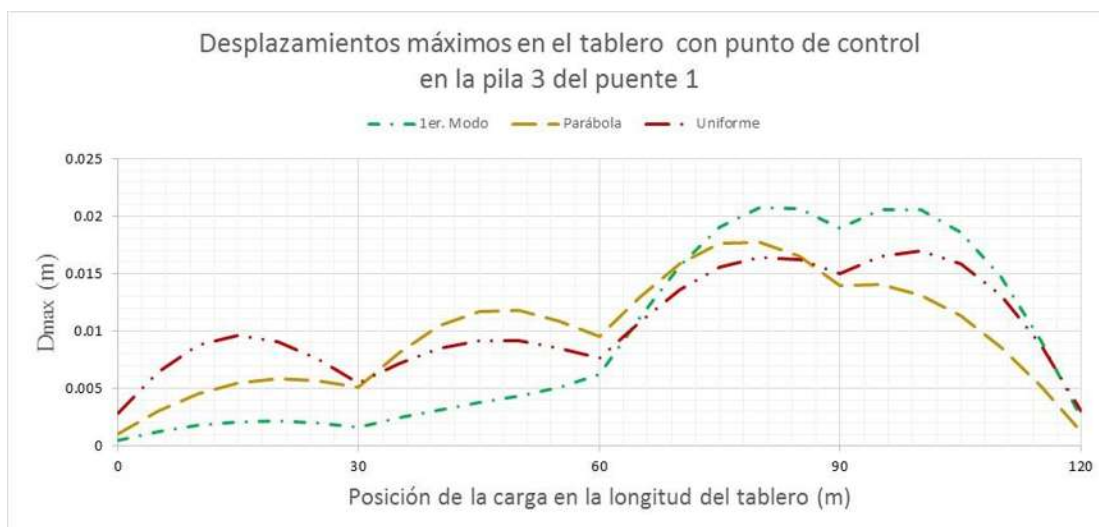


Figura 3.17 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila 3 para el puente 1

En la Figura 3.18 se comparan los desplazamientos cuando se aplica la misma configuración de carga transversal (equivalente al primer modo transversal) y monitoreando los dos puntos de control. Se observa que las formas de los desplazamientos son prácticamente las mismas. Sin embargo los desplazamientos máximos se obtienen cuando se monitorea el punto de control sobre el eje longitudinal de la pila más alta.

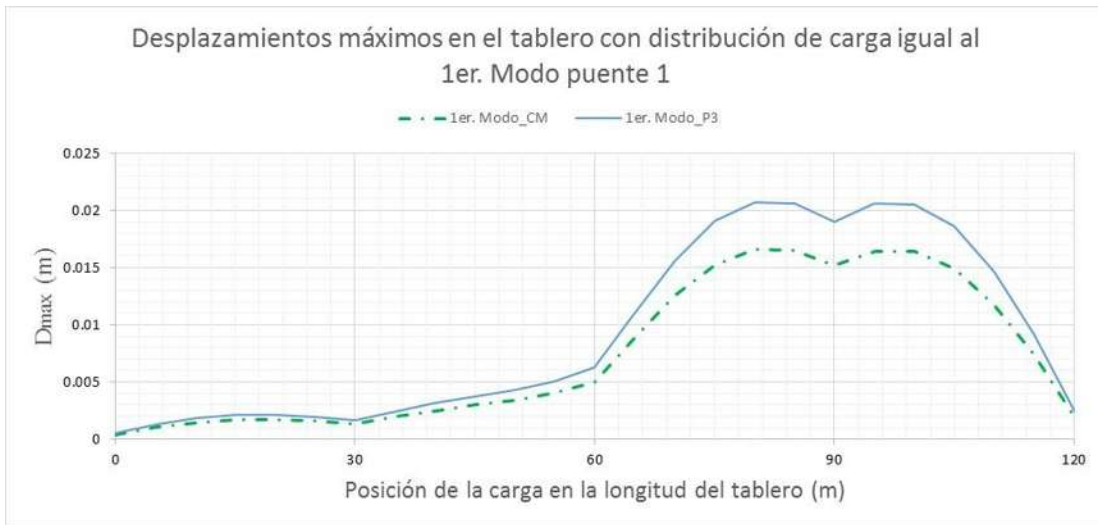


Figura 3.18 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga equivalente al 1er. modo con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 1

En la Figura 3.19 y Figura 3.20 se monitorearon los mismos puntos pero bajo una distribución de carga transversal parabólica y uniforme respectivamente. Se observa que prácticamente no hay una diferencia de desplazamientos entre sus configuraciones para cada caso. Es importante observar que las diferencias entre los distintos casos de carga y de punto de control pueden llevar a diferencias importantes, que alcanzan un 31% para los desplazamientos máximos y porcentajes bastante mayores para los desplazamientos en el primer claro del puente.



Figura 3.19 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga parabólica con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 1



Figura 3.20 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga uniforme con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 1

Por otro lado en la Figura 3.21 se observa claramente la diferencia entre la fuerza cortante basal obtenida con las distintas combinaciones de carga y puntos de control. Si analizamos las fuerzas cortantes en conjuntos de dos en función de la distribución de la fuerza lateral aplicada al puente, se observa que tienen una distribución similar entre ellas, cambiando el valor en función de los desplazamientos y teniendo poca relevancia el punto de control. Al compararlas entre las diferentes combinaciones vemos que las fuerzas en la pila 1 pueden variar hasta casi 6 veces su valor, para la pila 2 casi el doble y finalmente para la pila 3 pueden aumentar hasta el 48% entre el valor más pequeño y el más grande.

Finalmente también se pueden observar la distribución de la fuerza cortante dependiendo de la configuración de carga. Se observa claramente que para una distribución de carga uniforme la fuerza cortante prácticamente se divide en partes iguales, lo que nos indica que la rigidez de las columnas es menos relevante al usar esta distribución de carga. Para una distribución parabólica vemos que la fuerza cortante se distribuye de tal manera que la columna central toma el mayor cortante por tener la mayor intensidad de carga en ese punto y va disminuyendo hacia los lados. La distribución del primer modo transversal nos arroja fuerzas cortantes distribuidas de manera relativa a su flexibilidad, es decir, entre más flexible mayor será la fuerza cortante basal que actúe. Con esta distribución y viendo la flexibilidad en función de la longitud podríamos decir que las más altas tienen mayores momentos que las más bajas. Estas variaciones pueden llevar a estimaciones del daño incorrectas y a un diseño de las cuantías de acero diferentes en cada caso.

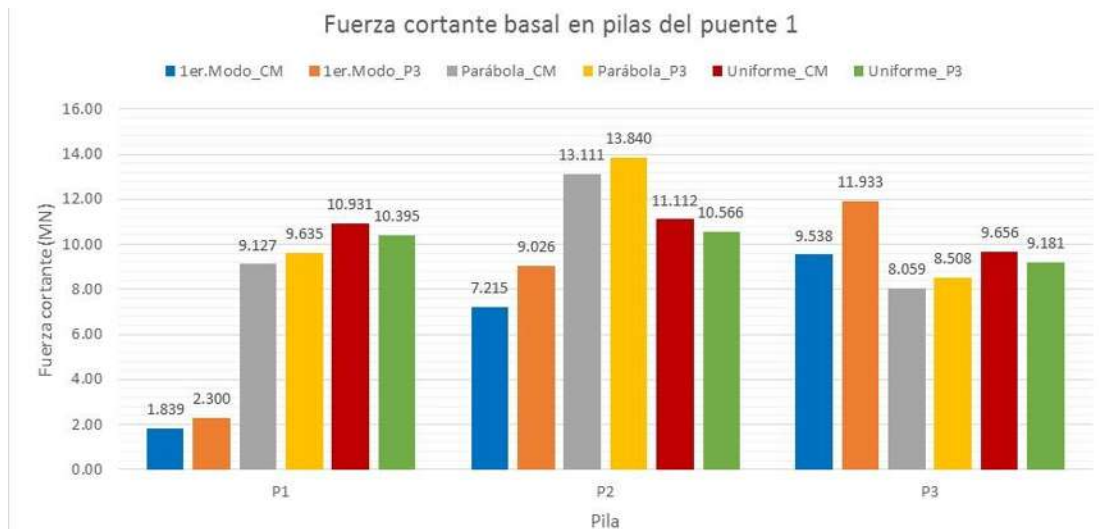


Figura 3.21 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 1

Puente 2

En la Figura 3.22 se muestra la configuración de cargas que se aplicó al puente 2. Las diferencias entre las configuraciones de intensidad de carga para los distintos puentes sólo serán en la configuración correspondiente al primer modo transversal, ya que la parabólica y la uniforme se aplicarán con la misma configuración para todos los casos. Para este puente las pilas 1 y 2 son mucho más rígidas que las del puente 1, ya que se incrementaron las secciones transversales de 4.5 a 9.5 metros tratando de generar una falla por flexión en la pila 3. Se aprecia una forma similar de distribución de intensidades de carga para el primer modo a la del puente uno, sólo que con menores intensidades en los primeros dos claros debido a la mayor rigidez lateral de las pilas 1 y 2.

En la Tabla 3.5 se muestran los estados de las articulaciones en las pilas, además se aprecia que, contrario a lo que se pensó, se volvió a generar una falla por cortante aunque en este caso siempre fue en la pila 2. No obstante que no se presentó la falla en la pila 3, se excedió el límite elástico cuando se usó una configuración de carga igual al primer modo.

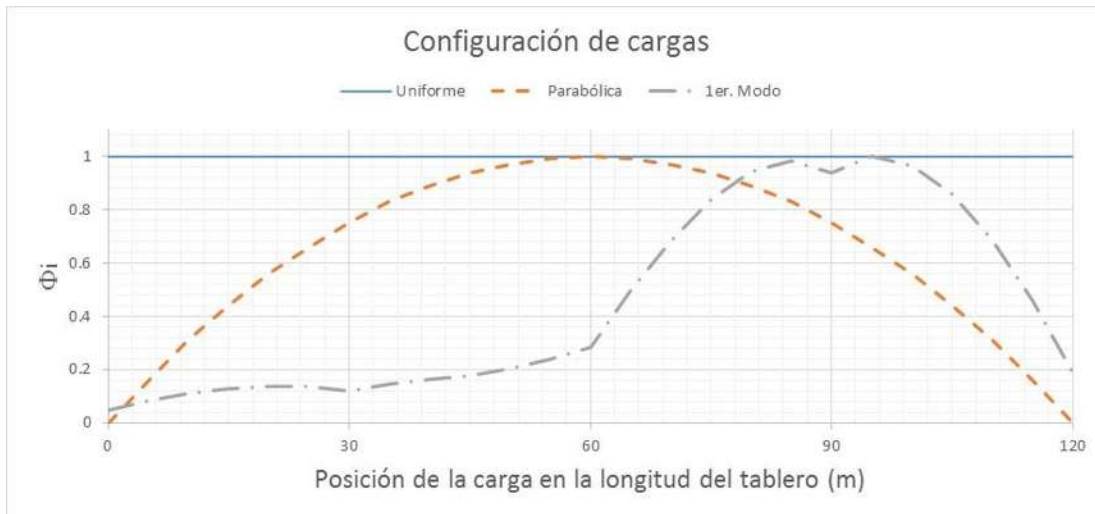


Figura 3.22 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 2

Tabla 3.5 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 2

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Posterior a fluencia
1er. Mod_P3	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Posterior a fluencia
Par_CM	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Par_P3	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Uni_CM	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico
Uni_P3	Elástico	Elástico	Máximo	Elástico	-	Elástico

En la Figura 3.23 se muestran las curvas de capacidad para el puente 2 con las distintas configuraciones de carga y puntos de control. De manera inicial se alcanza a percibir un incremento significativo en las rigideces iniciales para las distintas configuraciones, esto es lógico debido al gran incremento de las rigideces para las pilas 1 y 2. Al incrementar las pilas en su ancho se convierten en pilas tipo muro donde la falla será por cortante y que como es sabido, las fallas por cortantes suelen ser más súbitas. Esto también se observa en las curvas de capacidad en comparación con las del puente uno, es decir, la ductilidad mostrada en las curvas de capacidad es menor en la mayoría de los casos para el puente 2; a excepción notoria para el caso de distribución de carga equivalente al primer modo y el punto de control en la pila 3 (la más flexible) donde se obtiene una gran capacidad de ductilidad debido a que la pila 3 incursionó en el intervalo inelástico.

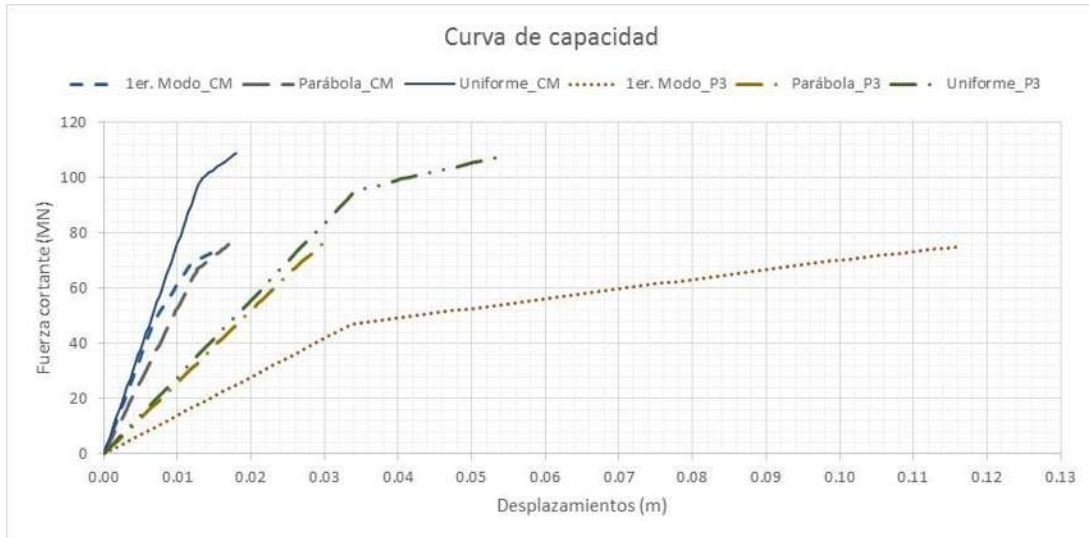


Figura 3.23 Curvas de capacidad para el puente 2 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

Los espectros de respuesta en un plano aceleración y desplazamiento transformados para un sistema de un grado de libertad equivalente para el puente 2, se muestran en la Figura 3.24, donde podemos apreciar nuevamente el cambio en la relación que existe al transformar las curvas. De igual manera que en el puente 1 el punto de desempeño se encuentra en la parte elástica del sistema equivalente y por tal razón no es necesario tener un espectro de respuesta inelástico.

De esta gráfica se observa que para el puente 2 la demanda de desplazamiento máxima será de 15 milímetros y corresponde a la combinación de carga uniforme y punto de control en la pila 3. Se aprecia una variación en la demanda de desplazamientos entre 1.5 mm y 15 mm, para los casos de carga proporcional al primer modo y punto de control en el centro de masa y carga uniforme con punto de control en la pila 3 respectivamente. Las demandas de aceleración para ambos casos son de 14 y 28 m/s^2 respectivamente.

La Figura 3.25 y la Figura 3.26 muestran los desplazamientos en el tablero para el puente 2. En estas gráficas se observa una configuración similar a la del puente 1 teniendo los desplazamientos máximos sobre las pila 2 con la distribución parabólica y punto de control sobre la pila 3 (7mm). El desplazamiento máximo en el tablero se obtiene con una configuración equivalente al 1er. Modo y punto de control en la pila 3 (20mm).

Por consecuencia de lo anteriormente explicado, la distribución de las fuerzas cortantes tiene una forma similar aunque con intensidades menores que los del puente 1. Esto debido a que los espectros de

respuesta del sistema equivalente de un grado de libertad cruzan con el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS en puntos con menores desplazamientos debido a su mayor rigidez. Cabe resaltar la gran diferencia de fuerzas cortantes obtenidas en la pila 2 con variaciones entre 1 y 10.6 MN. En las otras pilas se observan diferencias cercanas al doble entre los casos extremos. Estas diferencias tienen un impacto importante en el diseño y en la distribución del daño.



Figura 3.24 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 2 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS



Figura 3.25 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 2



Figura 3.26 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila en la pila 3 para el puente 2

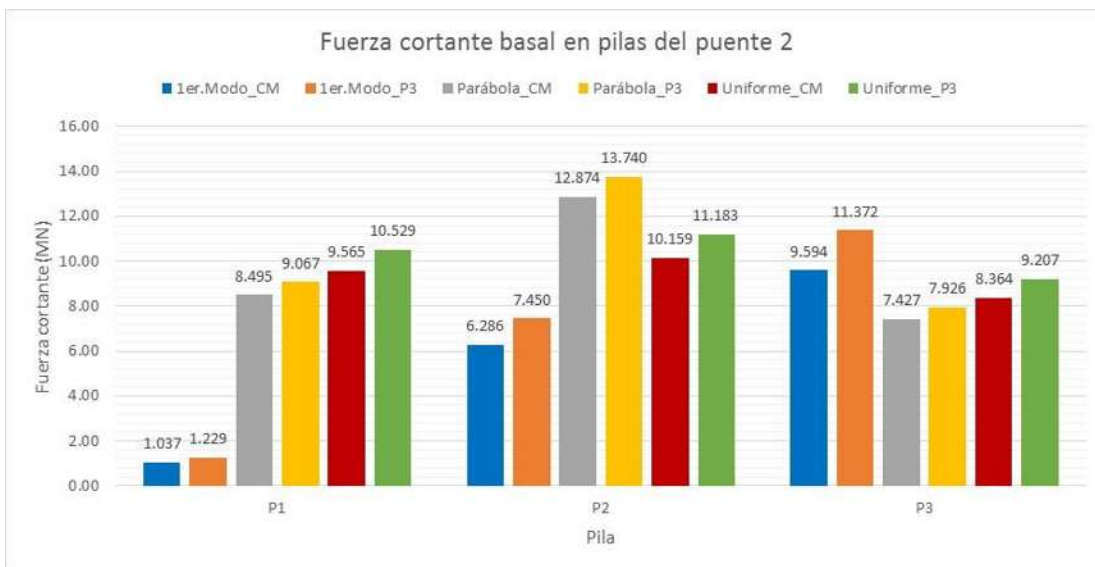


Figura 3.27 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 2

Puente 3

En el puente 3 se disminuyeron los largos de las pilas de 9.5 metros a 2.0 metros para las pilas 1 y 2, para la pila 3 se disminuyó de 9.5 metros a 4.5 metros. El acero de refuerzo longitudinal se aumentó del 1 al 1.25% y del 1 al 2% para las pilas 1 y 2 respectivamente. El acero transversal se aumentó en cuanto al número de ramas efectivas de 4.26 y 4.63 a 5.33 y 5.3 para la pila 1 y 2 respectivamente. Con estas modificaciones se busca generar una falla por flexión en alguna de las pilas. A continuación se presenta el tipo de falla para cada configuración de intensidad de carga y los estados de las articulaciones para cada pila y las distintas configuraciones de intensidad de carga.

Como se observa en la Tabla 3.6 la falla en todos los casos se repitió como en los puentes 1 y 2, es decir, la falla fue por cortante en la base de la pila2 para la intensidad de carga correspondiente al 1er. modo con ambos puntos de control y en la pila 1 para los demás casos. Sin embargo, a diferencia de los casos anteriores donde las articulaciones a momento flexionante permanecían en el rango lineal, para este caso si fluyeron las ubicadas en las bases de las pilas 1 y 2 e incluso alcanzaron su máximo valor de momento resistente y la correspondiente a la pila 1 comenzó la caída en su capacidad para las configuraciones de intensidad de carga parabólica y uniforme.

Tabla 3.6 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 3

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	Elástico	Cercano al máximo	Máximo	Máximo	-	Elástico
1er. Mod_P3	Elástico	Cercano al máximo	Máximo	Máximo	-	Elástico
Par_CM	Máximo	Posterior máximo	Elástico	Cercano al máximo	-	Elástico
Par_P3	Máximo	Posterior máximo	Elástico	Cercano al máximo	-	Elástico
Uni_CM	Máximo	Posterior máximo	Elástico	Cercano al máximo	-	Elástico
Uni_P3	Máximo	Posterior máximo	Elástico	Cercano al máximo	-	Elástico

En la Figura 3.28 se muestran las configuraciones de las intensidades de fuerza aplicadas en el puente 3. Se observa que la intensidad de la fuerza aplicada, correspondiente al primer modo de vibrar, en los primeros claros aumentó debido a la mayor flexibilidad de las pilas 1 y 2.

Las curvas de capacidad se muestran en la Figura 3.29 y como era de esperarse la rigidez en estas curvas disminuyó significativamente con respecto al puente 1 y 2. Es decir, tienen mayor flexibilidad y por ende la ductilidad del sistema suele ser mayor. En estos casos se observan curvas de capacidad con valores de fuerza cortante relativamente similares entre ellos, sin embargo los valores de desplazamiento último son totalmente diferentes. Los puntos de fluencia se encuentran perfectamente especificados para algunos de los casos, aunque en la mayoría de las curvas se realizó un ajuste de áreas para idealizar la curva bilineal equivalente. La mayor similitud entre las curvas de capacidad puede atribuirse a una distribución más uniforme de la rigidez transversal de las pilas.

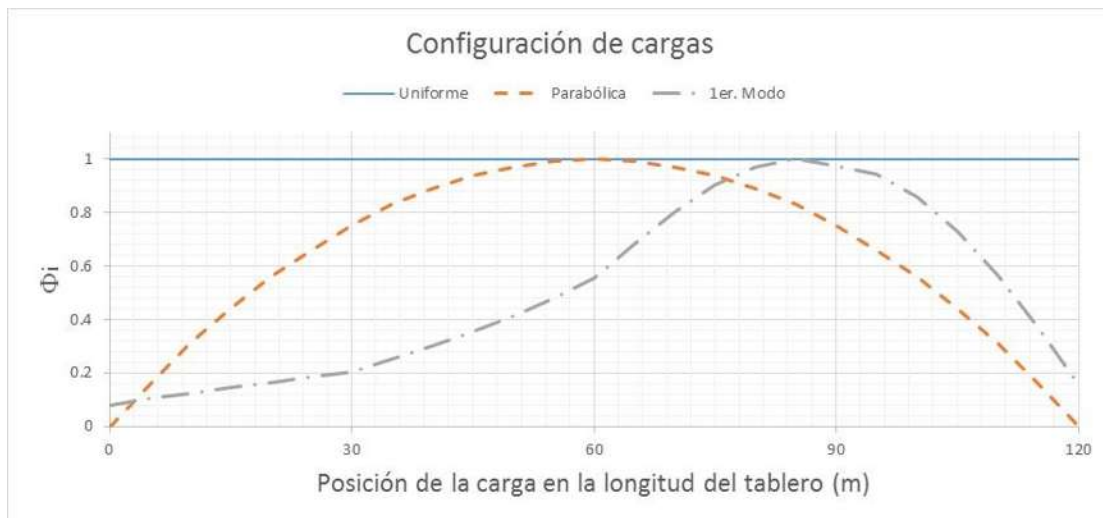


Figura 3.28 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 3

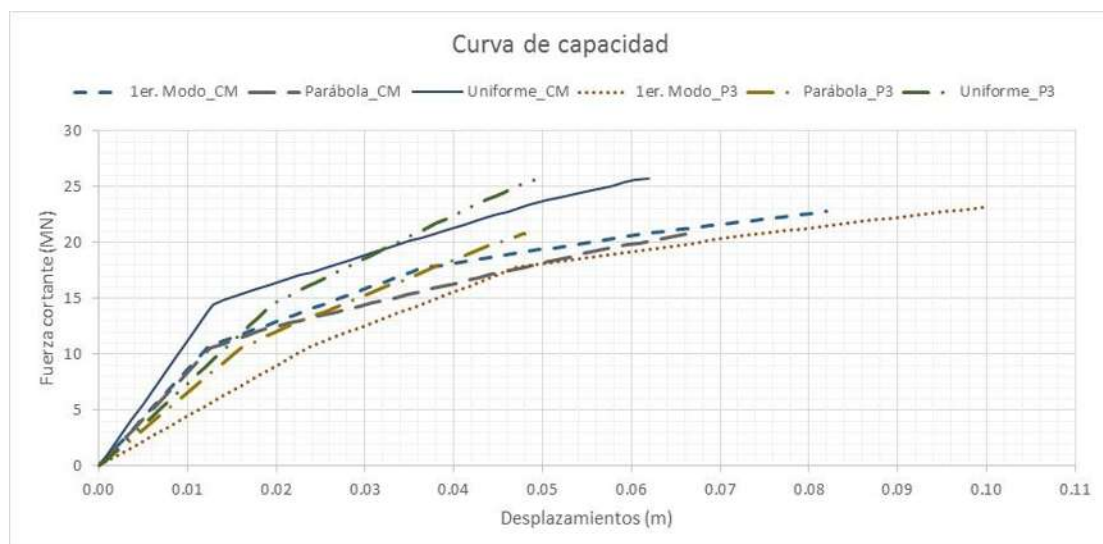


Figura 3.29 Curvas de capacidad para el puente 3 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

Para este tipo de puentes vemos que los desplazamientos últimos del sistema se encuentran estrechamente relacionados con la configuración de la intensidad de la carga

Los espectros de respuesta en el plano aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad del sistema de un grado de libertad equivalente se muestran en la Figura 3.30. Vemos claramente que la demanda sísmica es mayor que la capacidad lineal del puente. De aquí la necesidad de tener un espectro no lineal que permita predecir el comportamiento del sistema. Como se mencionó anteriormente el espectro de respuesta elástico se reduce por el factor R_{μ} y se obtiene el desplazamiento mediante el periodo equivalente T^* .

Cada curva tendrá un valor propio de ductilidad, teniendo 8 espectros de respuesta distintos para cada puente. Por tal motivo se consideró impráctico mostrarlos gráficamente, sin embargo en la Tabla 3.7 se muestran los valores característicos para el puente 3. En la tabla se observa perfectamente que a pesar de que todos los casos caen sobre la meseta del espectro elástico y por tanto tienen la misma aceleración espectral los desplazamientos para cada una son diferentes debido al periodo, además que el factor Γ es diferente para cada caso obteniendo desplazamientos totalmente diferentes entre ellos.

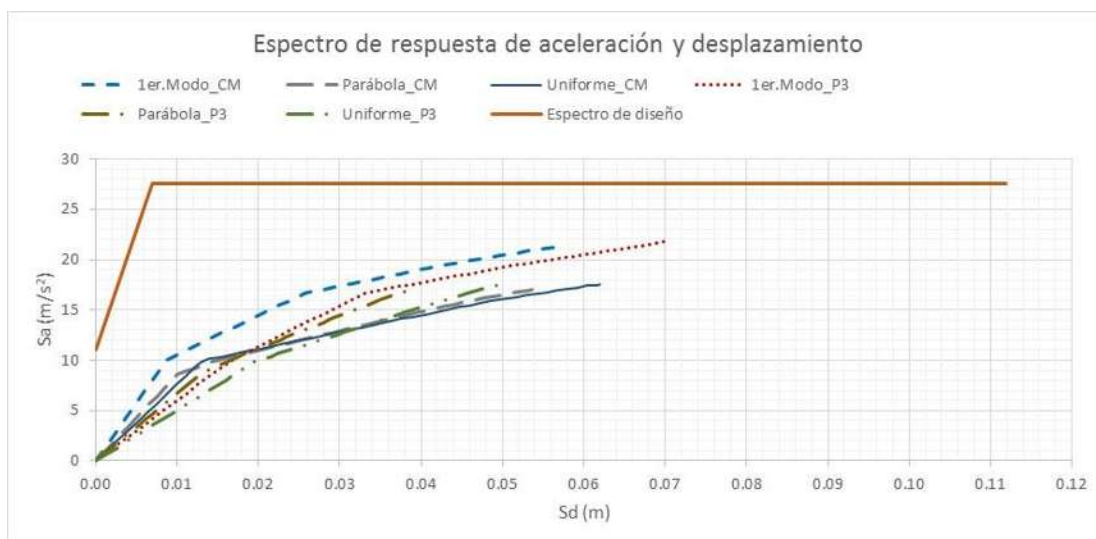


Figura 3.30 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 3 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS

En la Figura 3.31 se observan los desplazamientos que resultan de llevar el puente hasta el desplazamiento objetivo mostrado en la Tabla 3.7 y considerando el punto de control en el centro de masas. De aquí se observa claramente que el máximo desplazamiento se encuentra entre la pila 2 y 3 aunque más próximo a la pila 3. Su valor es de 48 milímetros y es obtenido con la distribución de cargas

equivalente al primer modo de vibrar. Sin embargo, los desplazamientos que más interesan son los que se obtienen sobre la pilas, para el caso de la pila 1, los máximos desplazamientos se obtienen con la configuración de carga uniforme (22 milímetros). Para la pila 2 no se aprecia una gran diferencia relativa entre los desplazamientos obtenidos con las tres configuraciones de carga lateral, sin embargo el máximo se obtiene con la configuración de cargas parabólica (40 milímetros). Finalmente en la pila 3 se observa que el máximo desplazamiento se obtiene con la configuración de intensidad de carga equivalente al primer modo de vibrar (44 milímetros).

Tabla 3.7 Valores característicos y punto de desempeño de los sistemas equivalentes para el puente 3

Configuración	m^* (kgs)	Γ	F_y^* (MN)	D_y^* (m)	k^* (MN/m)	T^* (s)	S_{ae} (m/s ²)	S_{ay} (m/s ²)	S_d (m/s ²)	$S_d \cdot \Gamma$	R_μ
1er. Mod_CM	748,322.96	1.421	10.0230	0.012	865.0062	0.185	27.61	13.39	0.024	0.034	2.06
1er. Mod_P3			11.2689	0.025	449.5333	0.256	27.61	15.06	0.046	0.065	1.83
Par_CM	948,248.11	1.248	9.463	0.011	837.9031	0.215	27.605	9.586	0.032	0.040	2.88
Par_P3			9.1176	0.014	657.4797	0.243	27.605	9.292	0.041	0.051	2.97
Uni_CM	1,471,872.17	1.000	15.5926	0.014	1,119.6272	0.228	27.605	10.594	0.036	0.036	2.61
Uni_P3			15.6651	0.021	739.4151	0.280	27.605	10.643	0.055	0.055	2.59



Figura 3.31 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 3

Tomando el punto de control en la pila 3 los desplazamientos obtenidos se muestran en la Figura 3.32. Para la pila 1 los máximos desplazamientos se tienen para la configuración de cargas uniforme (42 milímetros), para la pila 2 su desplazamiento máximo es de 69 milímetros y se obtiene mediante la configuración parabólica. En la pila 3 el máximo desplazamiento es 66 milímetros y se obtiene mediante

la configuración de cargas equivalente al primer modo. En estas distribuciones no se encuentran gran diferencia entre la parabólica y la uniforme, a diferencia de la distribución obtenida mediante el primer modo en donde las distribuciones si varían entre ellas.

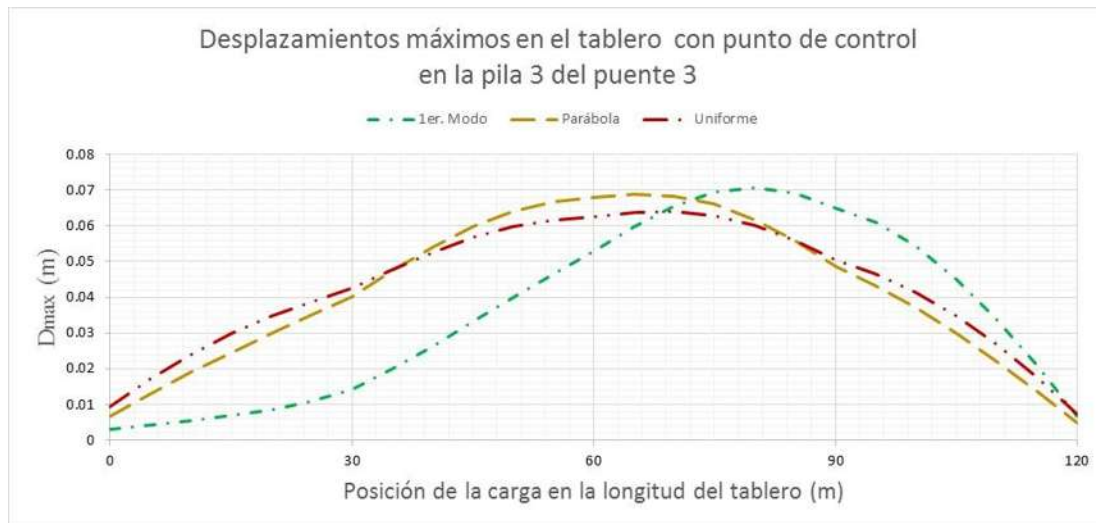


Figura 3.32 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila 3 para el puente 3

De la Figura 3.33 a la Figura 3.35 se muestran las comparaciones entre los puntos de control. Para los tres casos se observa que los máximos desplazamientos se obtienen cuando se elige como punto de control la pila 3, además que la diferencia de los resultados entre elegir un punto u otro es bastante significativa teniendo diferencias cercanas al 100% para la pila 1, 73% para la pila 2 y 42% para la pila 3.

Las distribuciones de las fuerzas cortantes se muestran en la Figura 3.36. Como se puede ver la intensidad de la fuerza cortante para la pila 1 varía significativamente dependiendo la configuración de la intensidad de carga y el punto de control, sin embargo para la pila 2 la diferencia se encuentra en la elección del punto del control y no así en la distribución de intensidad de carga. En la pila 3 se percibe que eligiendo el punto de control sobre ella la intensidad de la fuerza cortante no depende significativamente de la configuración de intensidad de carga aplicada. Sin embargo cuando el punto de control no se encuentra sobre esta pila la configuración de la intensidad de cargas si influye en la intensidad de la fuerza cortante, llegando a valores cercanos a los obtenidos cuando se elige el punto de control sobre la pila 3 sólo para la configuración de fuerzas del primer modo y teniendo valores menores cuando las configuraciones son parabólicas y uniformes (lo que se relaciona directamente con la configuración de intensidad de cargas aplicadas[disminuyendo cerca de los estribos]). Se observa una distribución más

uniforme de la fuerza cortante al compararla con los puentes anteriores, como consecuencia de una distribución más regular de la rigidez lateral.

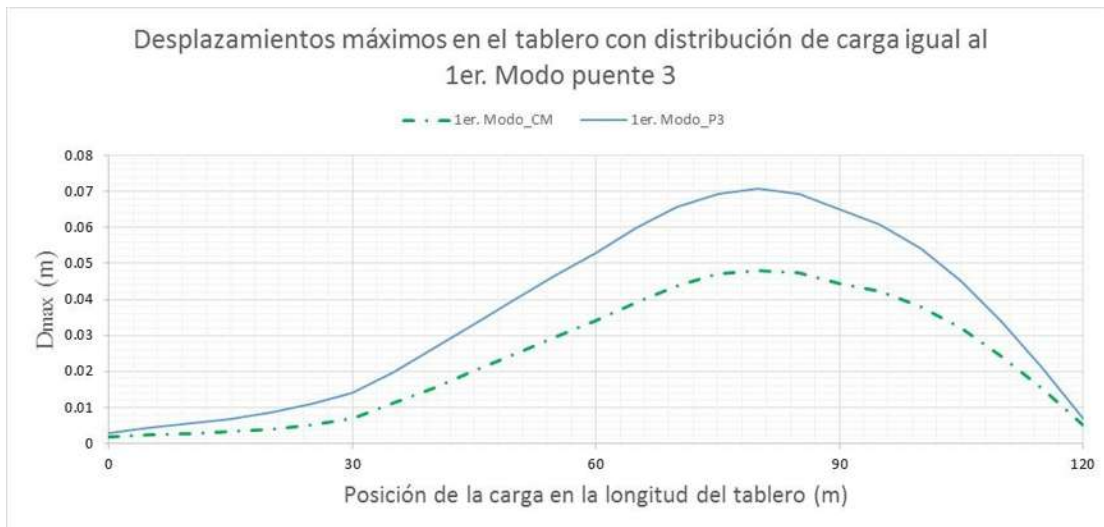


Figura 3.33 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga equivalente al 1er. Modo con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 3



Figura 3.34 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga parabólica con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 3

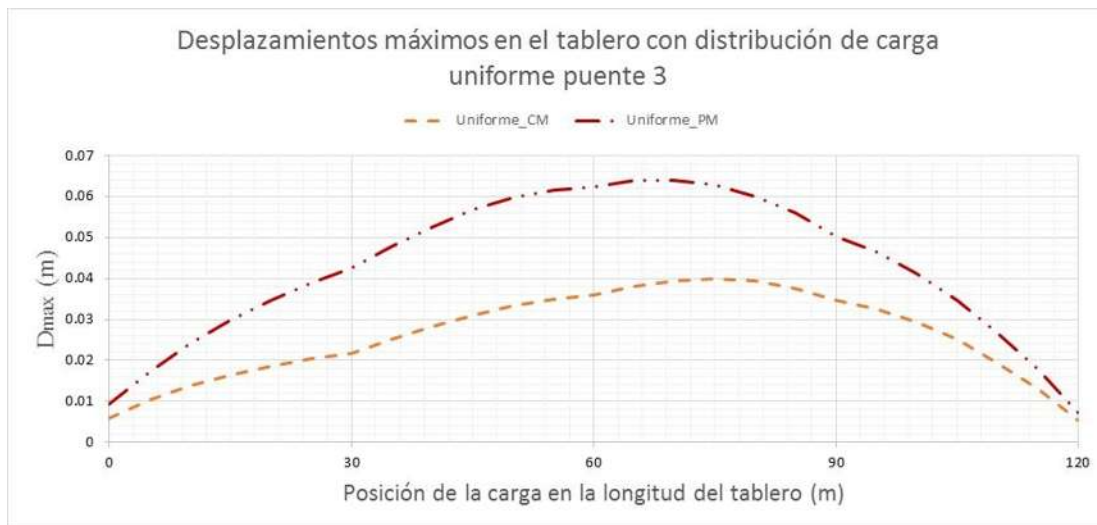


Figura 3.35 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga uniforme con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 3

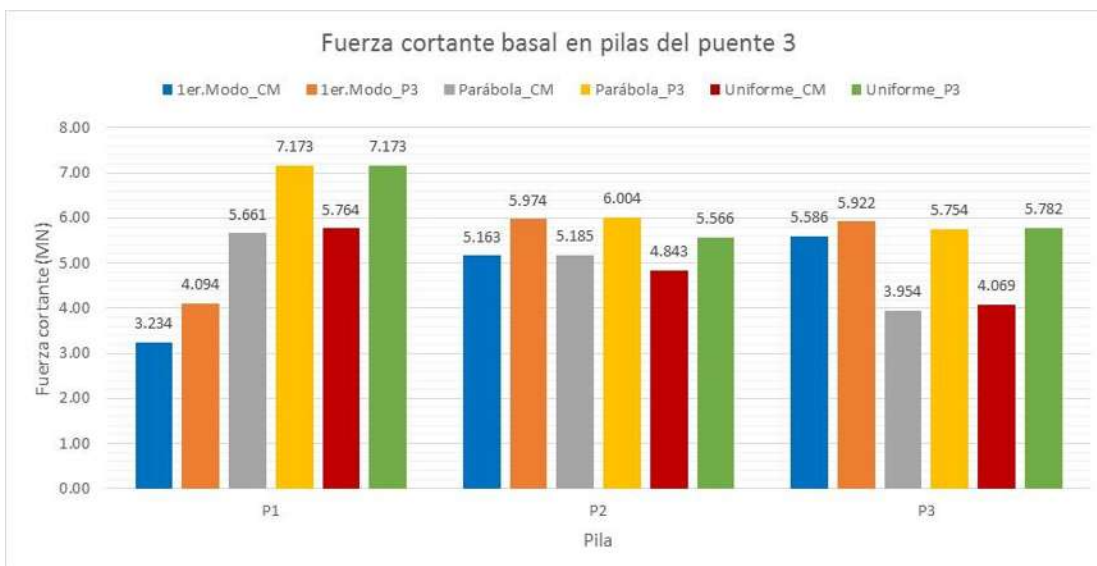


Figura 3.36 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 3

Puente 4

La geometría del puente 4 se modificó cambiando las alturas de las pilas de 2 a 5 metros para la pila 1 y de 4 a 10 metros para la pila 2. Los armados no se modificaron para ninguna de las pilas. En la Figura 3.37 se muestra la configuración de cargas por aplicar al puente 4. Al aumentar la longitud de la pila se incrementa la flexibilidad en el sistema, especialmente para la parte izquierda del puente.

Las modificaciones realizadas permitieron tener un sistema más flexible y más uniforme. Al realizar los análisis y revisar los estados de las articulaciones se obtiene que su falla es una combinación de fuerza cortante y momento flexionante en la pila 1 ya que la articulación a fuerza cortante llegó al máximo y la de momento flexionante tuvo una deformación muy cercana a la última (8). En las articulaciones a momento flexionante para la pila 2 y 3 se tuvieron valores de rotación mayores al máximo y de fluencia respectivamente, sin embargo en ningún caso se llegó a la falla.

Tabla 3.8 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 4

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	Máximo	Cercano al último	Elástico	Posterior al máximo	-	Posterior a fluencia
1er. Mod_P3	Máximo	Cercano al último	Elástico	Posterior al máximo	-	Posterior a fluencia
Par_CM	Máximo	Cercano al último	Elástico	Posterior al máximo	-	Posterior a fluencia
Par_P3	Máximo	Cercano al último	Elástico	Posterior al máximo	-	Posterior a fluencia
Uni_CM	Máximo	Cercano al último	Elástico	Posterior al máximo	-	Posterior a fluencia
Uni_P3	Máximo	Cercano al último	Elástico	Posterior al máximo	-	Posterior a fluencia

En la Figura 3.38 se muestran las curvas de capacidad para las distintas combinaciones de configuraciones de intensidad de carga y puntos de control. En las curvas se alcanza a apreciar una rigidez inicial similar para todos los casos y una diferencia en los puntos de fluencia para los distintos casos. Como vemos la fuerza cortante última es mayor para una distribución de intensidad de cargas uniforme que para la distribución de intensidad de cargas parabólica y equivalente al primer modo. Vemos que el punto de control influye en los desplazamientos últimos, teniendo el máximo para la configuración de cargas del primer modo con punto de control en el centro de masas.

Por otro lado tenemos la Figura 3.39, donde se muestran los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente. Nuevamente al igual que el puente 3 la demanda excede a la capacidad por lo que se requiere de un espectro inelástico. En la figura se percibe que el periodo equivalente cruzará en la meseta del espectro de respuesta para todos los casos, pero el desplazamiento será diferente en cada caso.

En la Tabla 3.9 se muestran los valores característicos para el puente 4. Nuevamente se observa el cambio de rigidez equivalente, sin embargo las obtenidas mediante la configuración de intensidad de carga equivalente al primer modo y a una carga parabólica son muy similares, cambiando sólo con la elección del punto de control. Para la configuración de intensidad uniforme vemos que ésta aumenta significativamente. Finalmente observamos que el desplazamiento objetivo no varía demasiado con las elecciones de las configuraciones de intensidad de carga y punto de control, sin embargo si nos llevarán a tener elementos mecánicos distintos entre ellos.

Tabla 3.9 Valores característicos y punto de desempeño de los sistemas equivalentes para el puente 4

Configuración	m^* (kgs)	Γ	F_y^* (MN)	D_y^* (m)	k^* (MN/m)	T^* (s)	S_{ae} (m/s ²)	S_{ay} (m/s ²)	S_d (m/s ²)	$S_d \cdot \Gamma$	R_μ
1er. Mod_CM	853,716.88	1.350	7.4082	0.033	247.6019	0.369	27.61	8.678	0.095	0.129	3.18
1er. Mod_P3			7.4721	0.021	349.8900	0.310	27.61	8.753	0.067	0.091	3.15
Par_CM	981,248.11	1.248	8.0722	0.031	259.1642	0.387	27.605	8.226	0.105	0.130	3.36
Par_P3			8.2557	0.021	348.8959	0.317	27.605	8.413	0.070	0.088	3.28
Uni_CM	1,471,872.17	1.000	12.6968	0.037	346.8896	0.409	27.605	8.626	0.117	0.117	3.20
Uni_P3			12.9956	0.028	466.5842	0.353	27.605	8.829	0.087	0.087	3.13

La Figura 3.40 muestra la comparación de los desplazamientos en el tablero, monitoreando el punto de control en el centro de masas y las distintas configuraciones de carga. La máxima diferencia de desplazamientos se tiene en la pila 2 con aproximadamente el 8% de diferencia. En la pila 1 y 3 la diferencia de los desplazamientos es muy pequeña.

La comparación de los desplazamientos monitoreando el punto de control en la pila 3 se muestra en la Figura 3.41. Se aprecia que prácticamente no existe diferencia entre los desplazamientos obtenidos con las diversas configuraciones de carga. Por tal motivo se mostraran todas las curvas en una gráfica (Figura 3.42). Como se alcanza a apreciar, las distribuciones de los desplazamientos toman una forma parabólica para todos los casos, cambiando un poco su valor de intensidad, que al colocarlas todas juntas no se alcanza a percibir las diferencias. Las máximas diferencias se encuentran entre los desplazamientos obtenidos en la pila 2: el valor máximo para la pila 2 se obtiene con la configuración parabólica y punto de control sobre la pila 3 (13 milímetros), así como su menor valor se obtiene con la configuración de carga uniforme y punto de control en el centro de masas (12 milímetros).



Figura 3.37 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 4

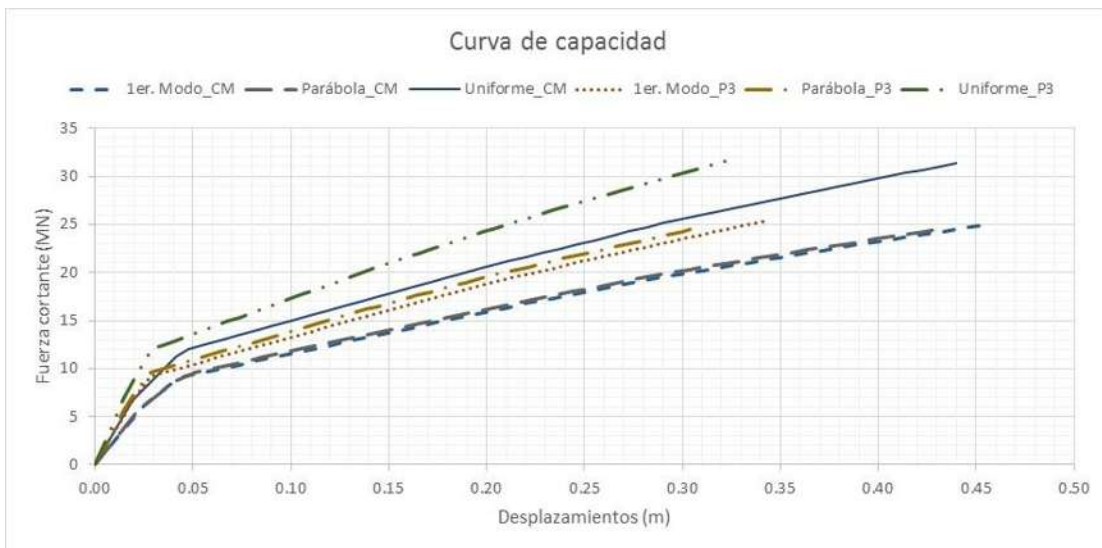


Figura 3.38 Curvas de capacidad para el puente 4 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

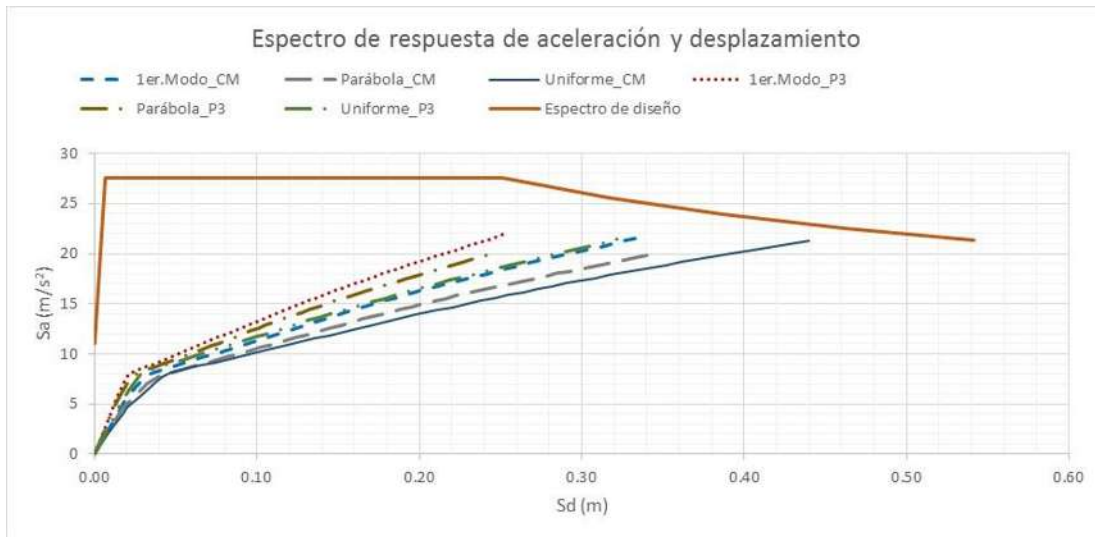


Figura 3.39 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 4 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS



Figura 3.40 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 4



Figura 3.41 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila 3 para el puente 4

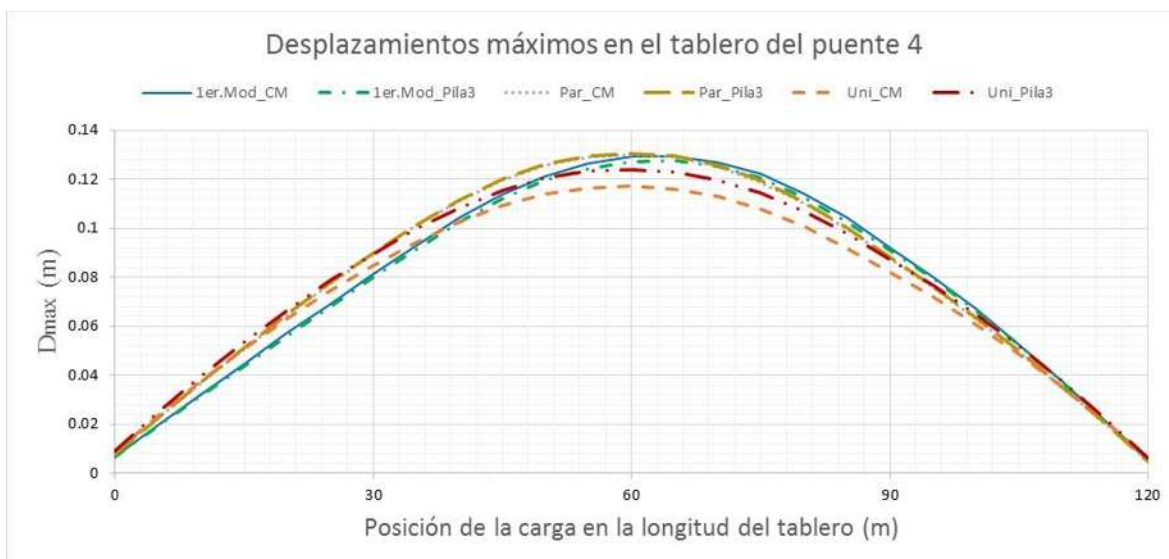


Figura 3.42 Desplazamientos en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y ambos puntos de control para el puente 4

La distribución de las fuerzas cortantes se muestra en la Figura 3.43. Clasificando la fuerza cortante en grupos de dos en función de la distribución de intensidades de carga vemos que los resultados no cambian eligiendo entre uno y otro punto de control. Si las agrupamos en función del punto de control, se observa que los cambios más notorios se presentan en la pila 1, donde las mayores intensidades las tenemos para una distribución de intensidad de cargas parabólica. Como vemos la distribución de la fuerza cortante tiene sus intensidades más altas para la pila 1, justo donde se presenta la falla y no así en la pila

2 donde se tiene la mayor intensidad de carga aplicada. Resultando que no importan los puntos de control y que además las intensidades de las fuerzas cortantes son inversamente proporcionales en forma a la distribución de intensidades de carga.

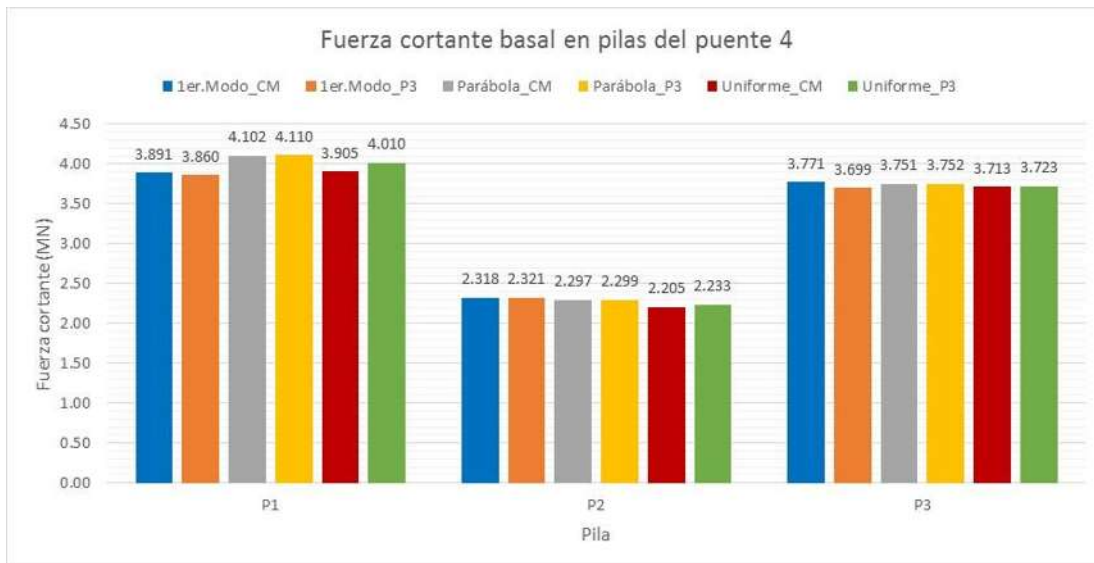


Figura 3.43 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 4

Puente 5

La geometría del puente 5 se modificó al cambiar la altura y sección transversal de la pila 1, dejándolas con las dimensiones correspondientes a la pila 2. Para la pila 3 se modificó el ancho de la sección de 4.5 metros a 2.0 metros. El armado de la pila 1 es el mismo que el de la pila 2; para la pila 3 el armado se cambió de manera proporcional al ancho de la sección. Con estas modificaciones se da mayor resistencia a la pila 1 y se reduce la capacidad de flexión de la pila 3. Como es de suponerse el sistema será más flexible y por lo tanto más dúctil.

El mecanismo de falla se presentó en la base de la columna 2 y fue debido al momento flexionante para todos los casos. Se observa que claramente su falla ya es a flexión debido a que las articulaciones a cortante no incursionan en su parte no lineal, además las articulaciones a flexión en las bases de las tres pilas llegaron al menos hasta el momento máximo.

Tabla 3.10 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 5

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	Elástico	Posterior al máximo	Elástico	Último	-	Máximo
1er. Mod_P3	Elástico	Posterior al máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Par_CM	Elástico	Posterior al máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Par_P3	Elástico	Posterior al máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Uni_CM	Elástico	Posterior al máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Uni_P3	Elástico	Posterior al máximo	Elástico	Último	-	Máximo



Figura 3.44 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 5

Como se ha visto en estos 5 puentes, las curvas de capacidad han ido aumentando su ductilidad debido a que el mecanismo de falla se ha ido acercando más y más a ser por momento flexionante. En este caso se distinguen tres trayectorias de curvas de capacidad bien definidas que corresponden a la distribución de intensidad de carga uniforme con punto de control en el centro de masas, la segunda trayectoria corresponde a la configuración de intensidad de cargas uniforme, 1er. Modo y parábola con punto de control en la pila 3; por último se encuentra la trayectoria del 1er. Modo y parábola con punto de control en centro de masas (Figura 3.45).

La intensidad de la fuerza cortante basal (Figura 3.50) no varía significativamente entre elegir un punto de control u otro para las tres configuraciones de intensidad de carga a excepción de la pila 2 donde sí se percibe una ligera variación. La configuración de intensidad de carga tiene poca repercusión a

excepción de la pila 2 donde nuevamente si es perceptible su variación de alrededor de un 5% entre la mayor y la menor con el mismo punto de control. Como ya se ha mencionado, los desplazamientos últimos si varían para cada caso tal como se observan en la Figura 3.45. Por otro lado se tiene que los puntos de fluencia ya no se encuentran tan definidos. Es decir, la zona de transición de la zona elástica a la zona inelástica se realiza mediante una tenue curvatura. Este comportamiento se asume que es debido a que las articulaciones plásticas a momento flexionante incursionan en el rango inelástico en una manera “simultanea” para las tres pilas y que incluso las articulaciones a flexión en la parte superior de la columna también incursionan en el rango inelástico, además que las correspondientes a la fuerza cortante permanecen en el rango elástico y por lo tanto no tienen pérdida de rigidez tan súbitamente.

En la Figura 3.46 se muestran las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente, donde se observa nuevamente la necesidad de un espectro inelástico, porque a pesar de que si existen cruces entre las curvas, estos puntos son inexistentes debido a que el espectro de respuesta del sitio es lineal y el espectro de respuesta de la estructura lo cruza en el rango no lineal.

En la Tabla 3.11 vemos que los puntos de fluencia son similares ente sí a excepción de los obtenidos mediante una carga uniforme, sin embargo las rigideces de los sistemas son muy variadas. En la columna correspondiente al factor de reducción del espectro de respuesta elástico F_{μ} , se observa que para la distribución de intensidad de carga parabólica con el punto de control en el centro de masas se obtiene el mayor de los factores. Esto se debe a que tiene el menor de los valores de aceleración espectral de fluencia, S_{ay} , y por lo tanto podríamos decir que no solo importa el punto de desempeño (cruce del espectro inelástico con la parte inelástica del sistema equivalente), sino también la rigidez inicial del sistema.

Tabla 3.11 Valores característicos y punto de desempeño de los sistemas equivalentes para el puente 5

Configuración	m^* (kgs)	Γ	F_y^* (MN)	D_y^* (m)	k^* (MN/m)	T^* (s)	S_{ae} (m/s ²)	S_{ay} (m/s ²)	S_d (m/s ²)	$S_d \cdot \Gamma$	F_{μ}
1er. Modo_CM	952,874.61	1.282	8.1364	0.049	164.8486	0.478	27.605	8.539	0.160	0.205	3.23
1er. Modo_P3			8.3793	0.032	264.9832	0.377	27.605	8.794	0.099	0.127	3.14
Par_CM	981,248.11	1.248	8.3459	0.051	164.9550	0.485	27.605	8.505	0.164	0.205	3.25
Par_P3			8.5852	0.034	255.1474	0.390	27.605	8.749	0.106	0.132	3.16
Uni_CM	1,471,872.17	1.000	13.1324	0.062	213.5141	0.522	27.605	8.922	0.190	0.190	3.09
Uni_P3			13.4942	0.044	309.8340	0.433	27.605	9.168	0.131	0.131	3.01

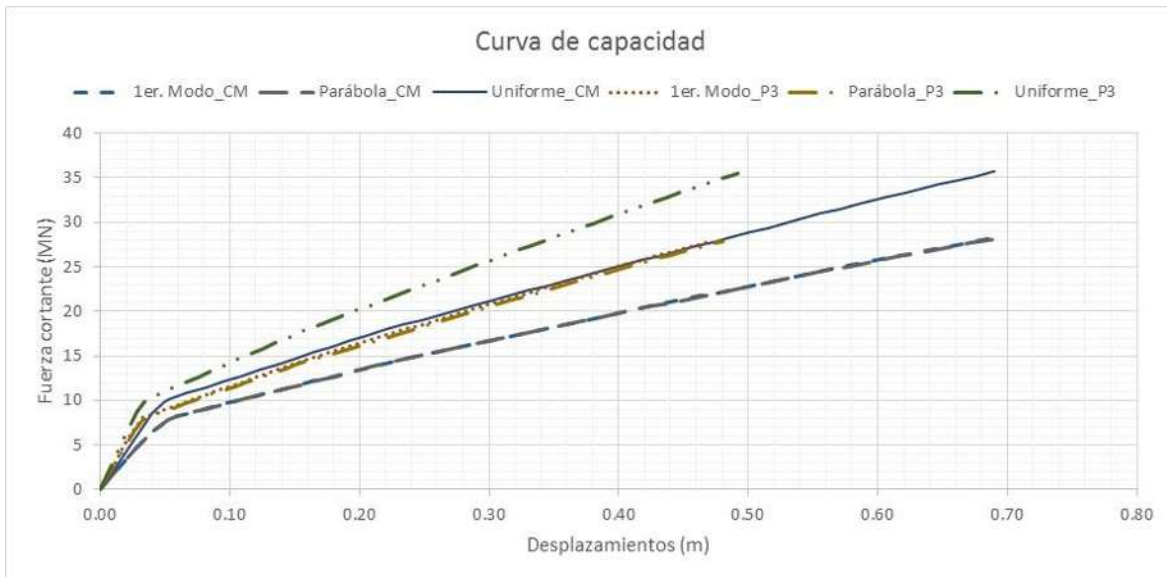


Figura 3.45 Curvas de capacidad para el puente 5 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

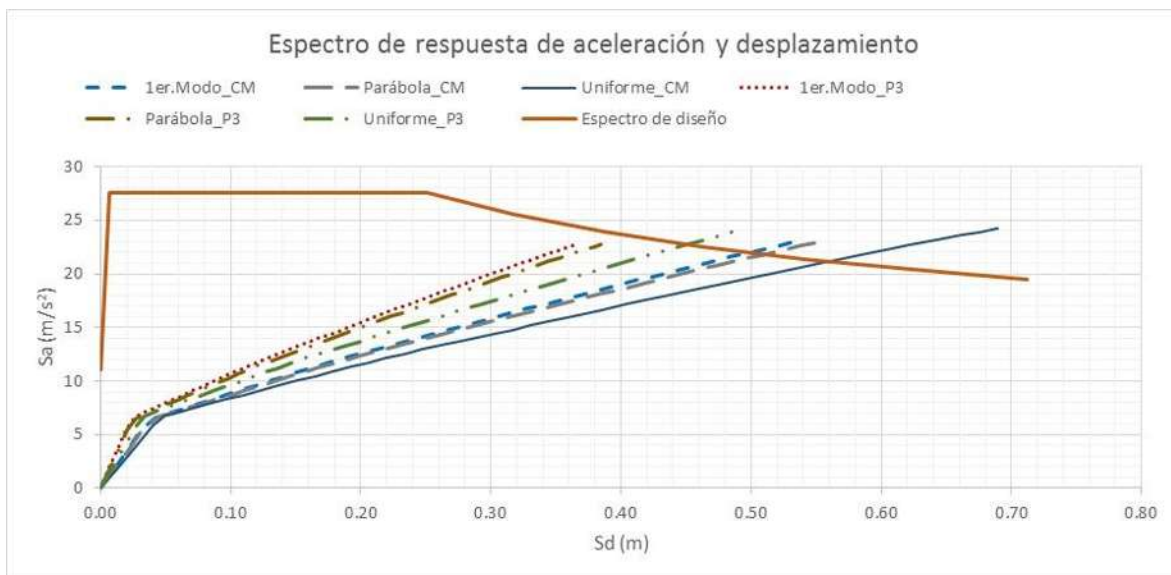


Figura 3.46 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 5 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS

En la Figura 3.47 se comparan las formas deformadas del eje longitudinal del tablero con el punto de control en el centro de masas. Como se esperaba, los desplazamientos correspondientes a la configuración del primer modo y parabólica, son muy similares. La diferencia entre los desplazamientos obtenidos con la distribución uniforme y las otras dos, varía aproximadamente en un 8%. Al igual que en el caso del puente 4 el máximo desplazamiento se obtiene cercano al centro del claro, es decir sobre la pila 2. El desplazamiento máximo obtenido cuando el punto de control se encuentra en el centro de masas es 205 milímetros.

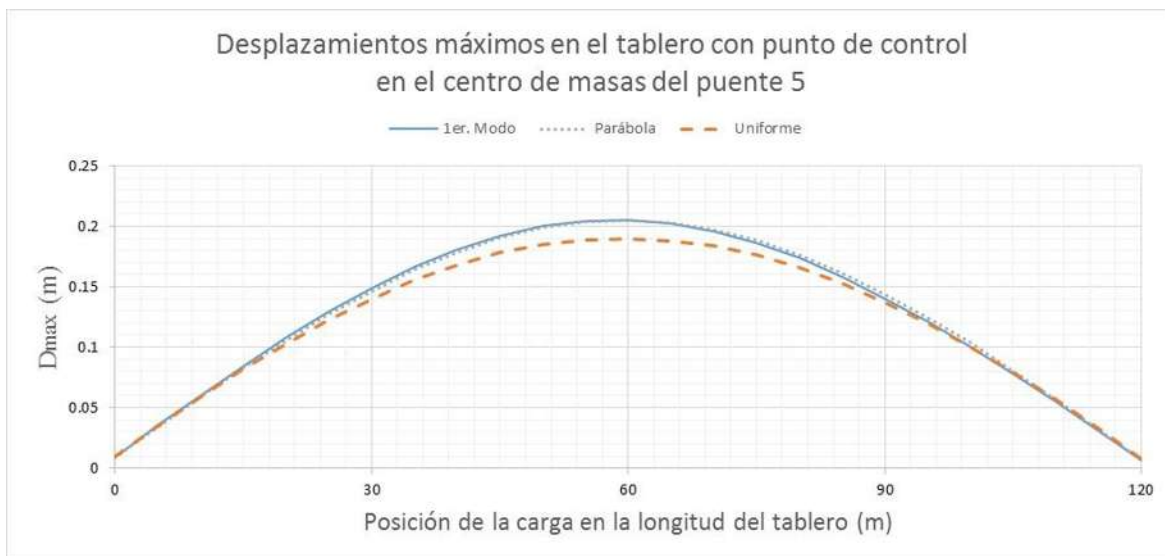


Figura 3.47 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 5

En la Figura 3.48 se muestran las configuraciones deformadas del eje longitudinal para el puente 5 cuando el punto de control se encuentra sobre la pila 3. Al igual que en el puente 4, cuando el punto de control se encuentra sobre la pila más alta no existen grandes diferencias en las configuraciones deformadas para los tres tipos de cargas. El máximo desplazamiento para esta configuración es de 190 milímetros y se ubica cercano a la pila 2. En la Figura 3.49 se muestran las 6 configuraciones deformadas para el puente 5, como era obvio las configuraciones deformadas son muy similares entre sí, siendo la equivalente al primer modo y parabólica con punto de control en el centro de masas la de mayor desplazamiento.

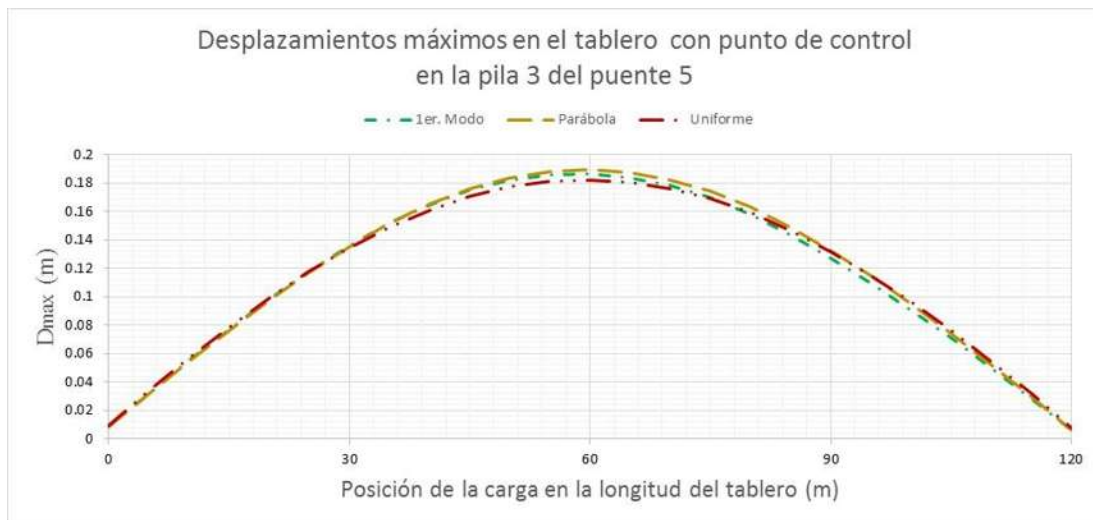


Figura 3.48 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila 3 para el puente 5

La distribución de fuerzas cortantes se muestra en la Figura 3.50. Se observa claramente que la pila 2, en donde se genera el mecanismo de falla, tiene la mayor intensidad de fuerza cortante, lo que ahora va acorde con la intensidad de carga aplicada, además se aprecia que es la única pila donde se tiene una diferencia notable en cuanto elegir puntos de control y/o configuraciones de intensidad diferentes. Por otro lado se tiene que la configuración de intensidad de carga no representa grandes diferencias en las pila 1 y 3, y esto se debe a que los desplazamientos obtenidos con las distintas configuraciones de intensidad de carga en estas pilas son muy similares entre sí sin que tampoco tome importancia el punto de control. Destaca la uniformidad en la distribución de las fuerzas cortantes en las pilas debido a la mayor regularidad del sistema.

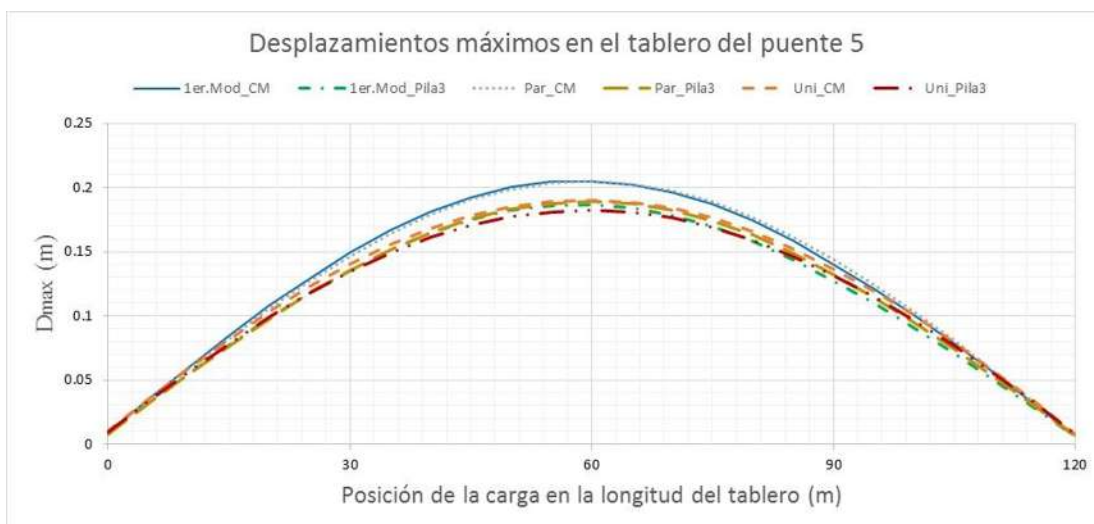


Figura 3.49 Desplazamientos en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y ambos puntos de control para el puente 5

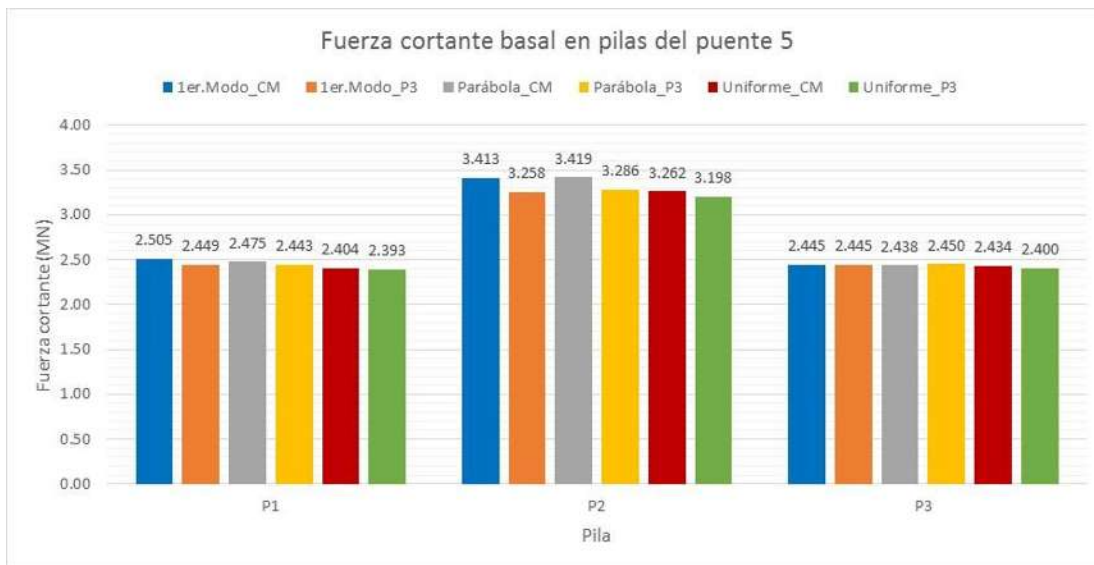


Figura 3.50 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 5

Puente 6

La geometría del puente 6 fue modificada al cambiar la sección transversal de la pila 2. El ancho se aumentó de 1.4 a 1.7 metros y el largo de la sección 2 a 2.5 metros. El porcentaje de acero longitudinal se disminuyó de 2% a 0.8%, además la altura de la pila se modificó de 10 a 15 metros. Las secciones y las alturas de las pilas 1 y 3 se quedaron con las mismas propiedades que las del puente 5.

Como en el caso del puente 5 la configuración de carga equivalente al primer modo de vibrar se asemeja a la configuración parabólica. Por tal motivo se espera que los desplazamientos y las fuerzas cortantes sean similares entre sí (Figura 3.51).

En la Tabla 3.12 se muestra que el mecanismo de falla es por flexión en las pilas 1 y 2, la pila 3 incursiona en el rango inelástico alcanzando valores posteriores al máximo. Las articulaciones a cortante se mantienen en el rango elástico. Las articulaciones a flexión en la parte superior de la pila alcanzan valores de fluencia para las pilas 1 y 2.

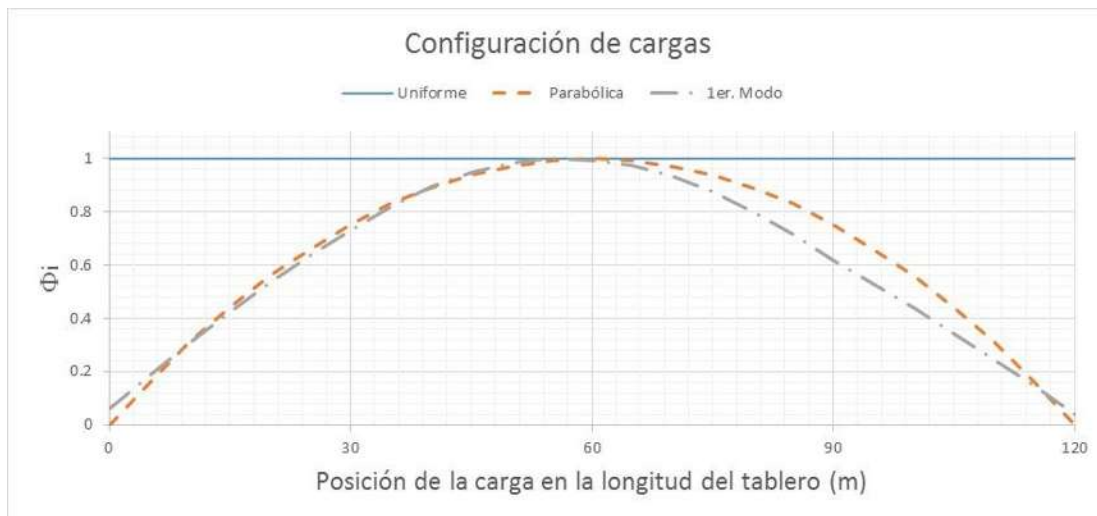


Figura 3.51 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 6

En la Tabla 3.13 se muestran los valores característicos del sistema equivalente para el puente 6. Se observa que las rigideces equivalentes k^* disminuyeron en comparación a las del puente 5, debido a que la fuerza de fluencia equivalente F_y^* disminuyó y los desplazamientos de fluencia equivalente aumentaron D_y^* . Por otro lado se observa que los periodos equivalentes T^* aumentaron y por lo tanto los desplazamientos objetivos $S_d \cdot \Gamma$ también aumentaron. Finalmente los factores de reducción de espectro de respuesta suelen ser un poco mayores para el caso del puente 6.

Tabla 3.12 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 6

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	Elástico	Último	Elástico	Último	-	Posterior al máximo
1er. Mod_P3	Elástico	Último	Elástico	Último	-	Posterior al máximo
Par_CM	Elástico	Último	Elástico	Último	-	Posterior al máximo
Par_P3	Elástico	Último	Elástico	Último	-	Posterior al máximo
Uni_CM	Elástico	Último	Elástico	Último	-	Posterior al máximo
Uni_P3	Elástico	Último	Elástico	Último	-	Posterior al máximo

Tabla 3.13 Valores característicos y punto de desempeño de los sistemas equivalentes para el puente 6

Configuración	m^* (kgs)	Γ	F_y^* (MN)	D_y^* (m)	k^* (MN/m)	T^* (s)	S_{ae} (m/s ²)	S_{ay} (m/s ²)	S_d (m/s ²)	$S_d \cdot \Gamma$	F_μ
1er. Modo_CM	927,133.50	1.298	7.6348	0.053	145.4719	0.502	27.605	8.235	0.176	0.228	3.35
1er. Modo_P3			7.9062	0.033	240.0328	0.390	27.605	8.528	0.107	0.138	3.24
Par_CM	981,248.11	1.248	7.9769	0.054	147.2649	0.513	27.605	8.129	0.184	0.229	3.40
Par_P3			8.2694	0.035	234.0286	0.407	27.605	8.427	0.116	0.144	3.28
Uni_CM	1,471,872.17	1.000	12.5245	0.066	191.0825	0.551	27.605	8.509	0.213	0.213	3.24
Uni_P3			12.8840	0.045	286.5212	0.450	27.605	8.753	0.142	0.213	3.15

Las curvas de capacidad se muestran en la Figura 3.52. Se observa de manera clara que tienen formas similares a las obtenidas para el puente 5 pero con mayores capacidades, alrededor del 22% para la fuerza cortante y del 47% para desplazamientos. Los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento se muestran en la Figura 3.53. Nuevamente la capacidad del puente es menor a la demanda por lo que se requiere reducir el espectro elástico entre el factor correspondiente de la Tabla 3.13. Para este caso la demanda inelástica es mayor comparada con el caso del puente 5, lo que en teoría resultará en un incremento de desplazamientos y elementos mecánicos.

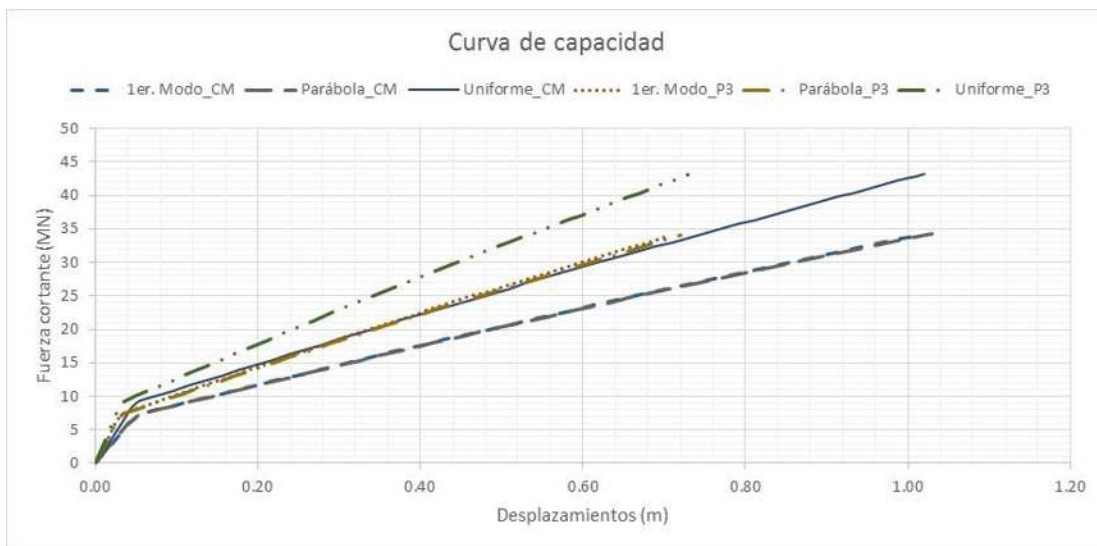


Figura 3.52 Curvas de capacidad para el puente 6 bajo tres configuraciones de carga equivalente al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

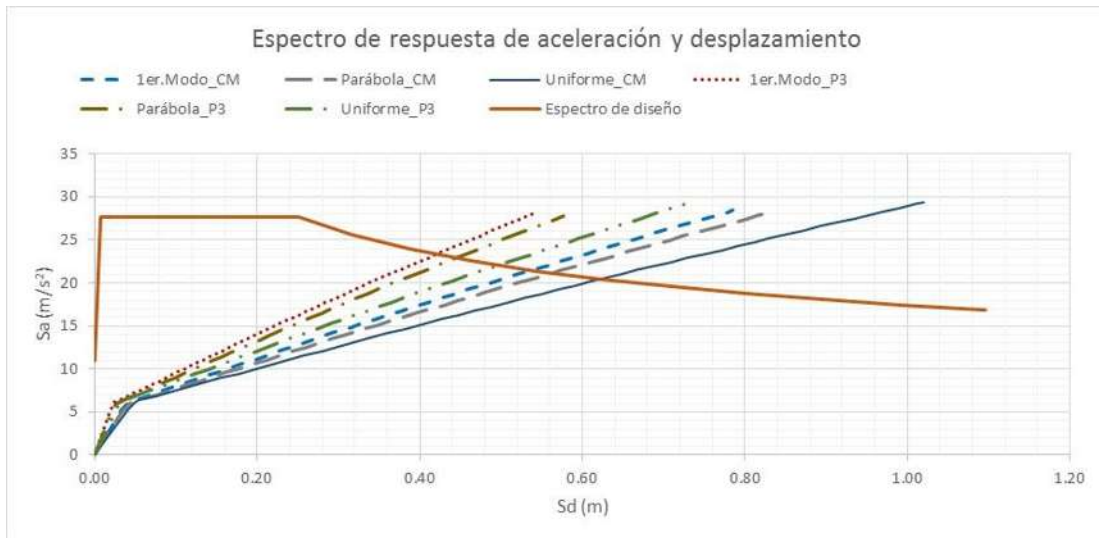


Figura 3.53 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 6 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS

Los desplazamientos de las distintas configuraciones de intensidad de carga con el punto de control en el centro masas se presentan en la Figura 3.54. Al igual que el puente 5 los menores desplazamientos para la pila central se obtuvieron mediante una configuración de intensidad de carga uniforme, sin embargo para la pila 1 y 3 podría decirse que la variación es nula.

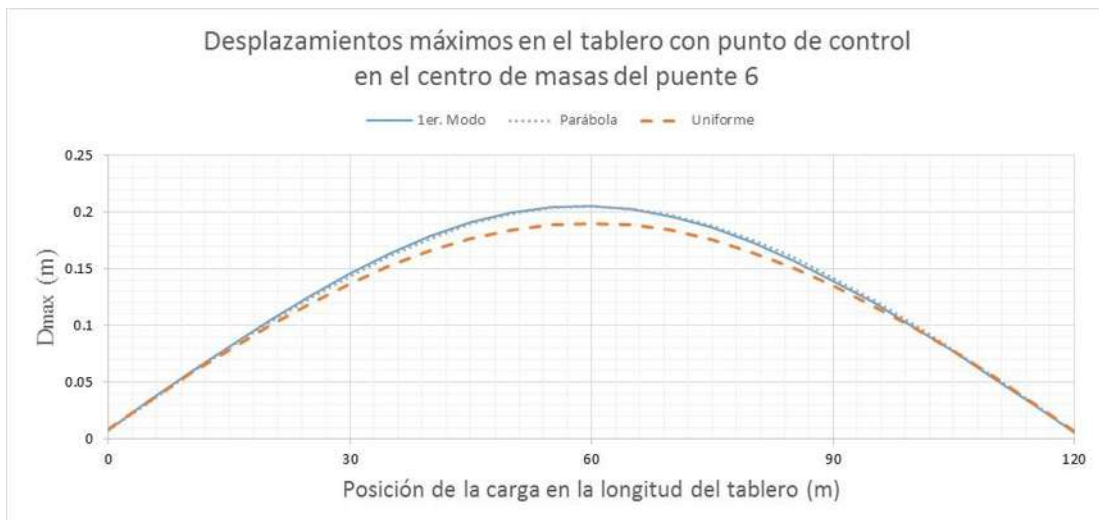


Figura 3.54 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 6

Al igual que el puente 5 las distribuciones de intensidad de carga con punto de control en la pila 3, no arrojan una diferencia significativa entre los desplazamientos obtenidos con una y otra configuración.

Por lo que podríamos decir que la distribución de intensidad de cargas ya no toma relevancia cuando el punto de control se elige en la pila 3 (Figura 3.55).

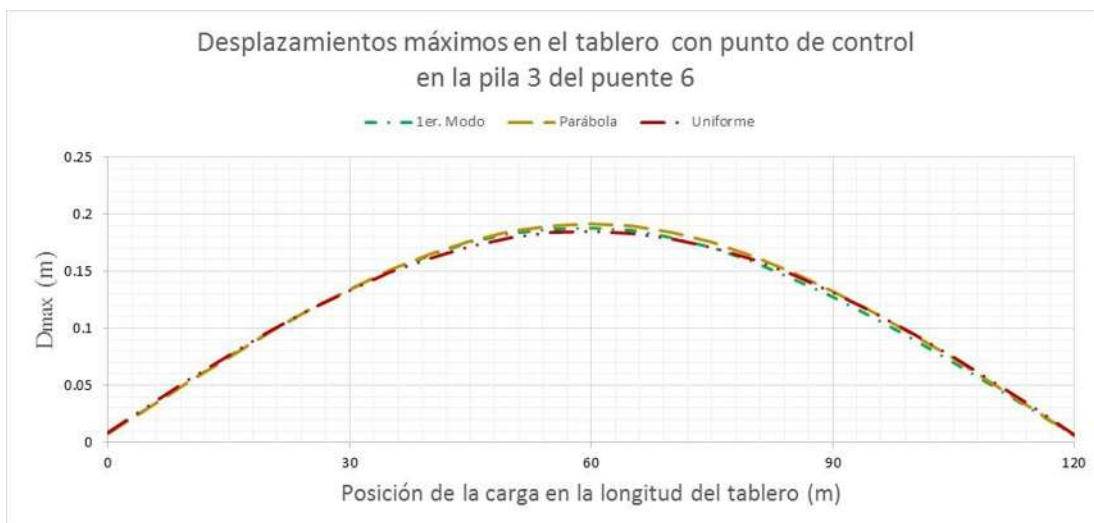


Figura 3.55 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila 3 para el puente 6

Observando los desplazamientos mostrados de la Figura 3.56 a la Figura 3.58 se deduce que cuando el punto de control se elige en la pila más alta se tendrán menores valores de desplazamiento que cuando se elige en el centro de masas, teniendo un mayor impacto en la zona central. Se esperaría que las fuerzas cortantes sean menores para cuando el punto de control se elige en el centro de masas debido a lo explicado anteriormente.



Figura 3.56 Desplazamientos en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga equivalente al 1er. Modo con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 6

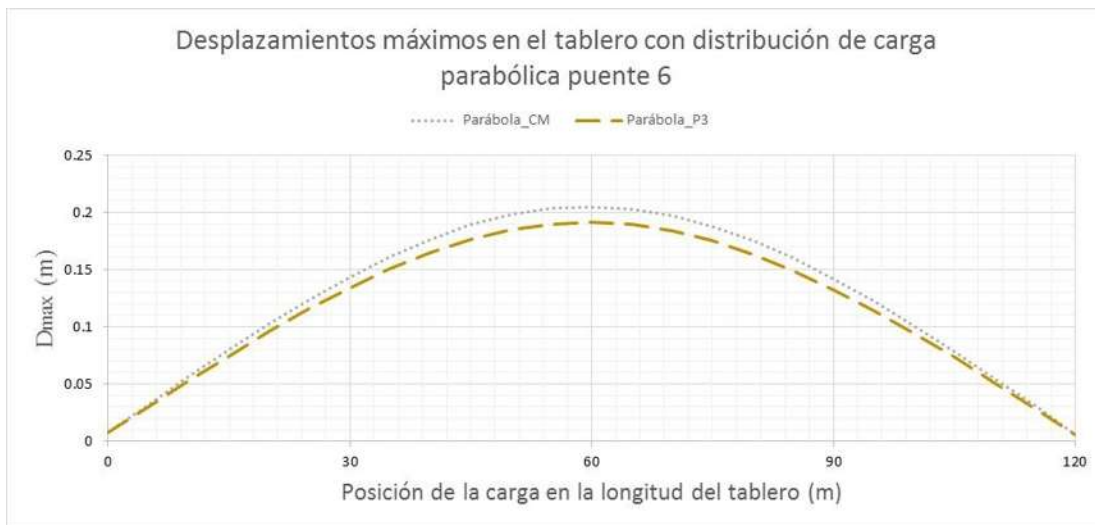


Figura 3.57 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga parabólica con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 6

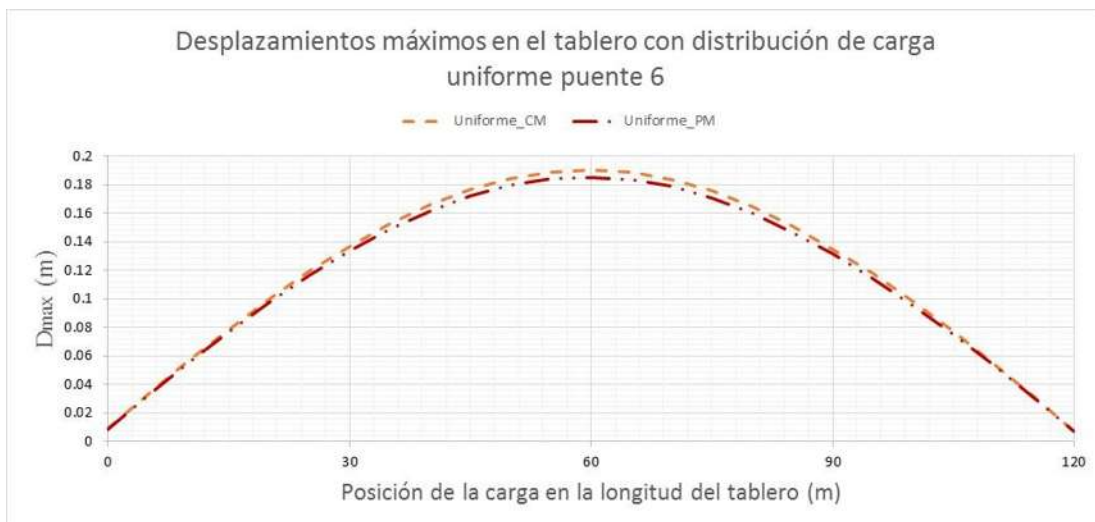


Figura 3.58 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga uniforme con punto de control en centro de masas y en la pila 3 para el puente 6

En la Figura 3.59 se muestran las intensidades de las fuerzas cortantes. El mecanismo de falla para este puente es por flexión en la pila 1 y 2. Es importante mencionar la distribución de la fuerza cortante en las pilas, el sólo hecho de cambiar la sección de la pila 2 y su altura hace que la fuerza cortante máxima se distribuyan nuevamente de una manera inversa a la configuración de la intensidad de carga.

Como se mencionó en la descripción de los desplazamientos, las fuerzas cortantes son muy similares entre sí, teniendo pequeñas diferencias de alrededor del 2% entre elegir una u otra configuración de carga o punto de control. Sin embargo podría decirse que estas diferencias ya son prácticamente nulas pues podrían ser adjudicadas al desarrollo del método N2.

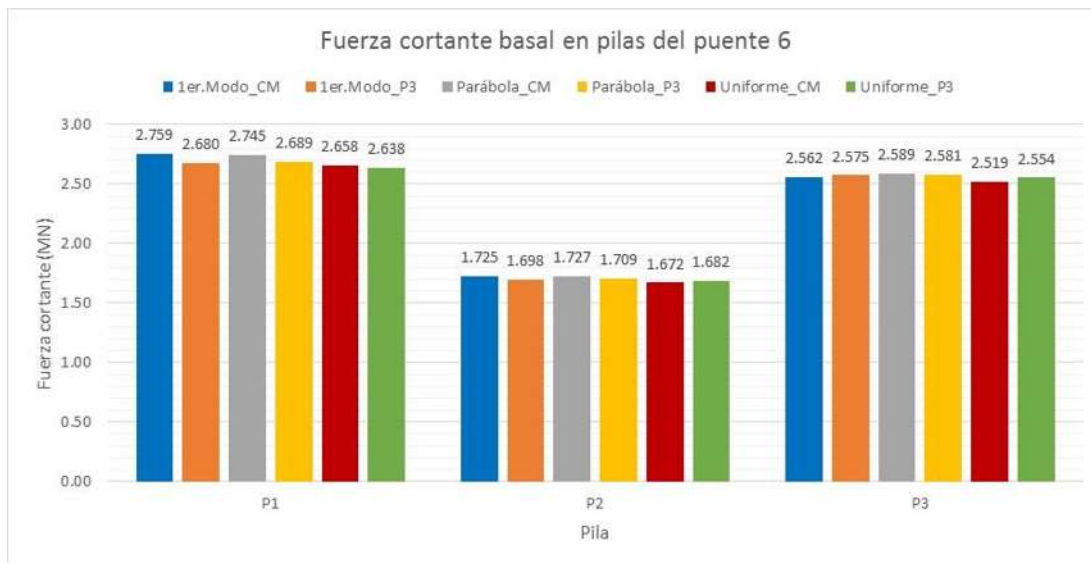


Figura 3.59 Fuerza cortante basal en pila para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 6

Puente 7

En el caso del puente 7 se realizaron dos cambios en la geometría de las pilas. Para la pila 1 se configuró con las mismas dimensiones que la pila 3, es decir, su sección es hueca y su altura es de 20 metros y el armado será el mismo. En la pila 2 la altura se disminuyó 5 metros para fijarla en 10 metros y las dimensiones de la pila se fijaron en 2 metros de largo y 1.4 metros de ancho (misma configuración que la pila 2 de los puentes 3, 4 y 5). Para la pila 3 no se tuvo ningún cambio.

La Figura 3.60 muestra las configuraciones de carga que se aplicaron en el puente 7. Como se observa, la configuración equivalente al primer modo sigue teniendo su intensidad mayor en la pila central, además que es totalmente simétrica. Sin embargo se observa una forma más similar a la de un arco apuntado que al de una parábola. La simetría en la intensidad de carga se debe a la simetría geométrica que tiene el puente y la forma ligeramente apuntada se debe principalmente a que la pila central es más rígida que las otras dos, lo que resulta que para el primer modo transversal la pila central sea la de mayor desplazamiento y el tablero trate de seguir una línea más recta desde el centro hasta los estribos.



Figura 3.60 Configuraciones de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre eje longitudinal de la sección transversal para el puente 7

El mecanismo de falla para el puente 7 se muestra en la Tabla 3.14, en este caso es a flexión de la pila 2. La pila 1 y 3 alcanzan valores máximos del momento y la articulación a cortante de la pila 2 se mantiene en el rango elástico.

Tabla 3.14 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 7

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	-	Máximo	Elástico	Último	-	Máximo
1er. Mod_P3	-	Máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Par_CM	-	Máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Par_P3	-	Máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Uni_CM	-	Máximo	Elástico	Último	-	Máximo
Uni_P3	-	Máximo	Elástico	Último	-	Máximo

Las curvas de capacidad y los espectros de respuesta se muestran en la Figura 3.61 y la Figura 3.62 respectivamente. Comparando las curvas de capacidad del puente 6 y puente 7 se observa una gran similitud en sus formas aunque con puntos de fluencia mayores para las del puente 7 en cuanto a la fuerza cortante, pero con desplazamientos ligeramente menores. Por otro lado la capacidad del puente 7 es menor con respecto a la del puente 6 tanto en fuerza cortante como en desplazamientos.

En cuanto a los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento se observa que los distintos periodos entre los sistemas equivalentes son muy similares entre sí, lo que terminará

reflejándose en desplazamientos y factores de reducción de espectro muy similares, lo que podríamos comprobar en las columnas correspondientes de la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 Valores característicos y punto de desempeño de los sistemas equivalentes para el puente 7

Configuración	m^* (kgs)	Γ	F_y^* (MN)	D_y^* (m)	k^* (MN/m)	T^* (s)	S_{ae} (m/s ²)	S_{ay} (m/s ²)	S_d (m/s ²)	$S_d \cdot \Gamma$	R_μ
1er. Mod_CM	949,626.77	1.282	9.4308	0.052	182.1567	0.454	27.605	9.931	0.144	0.185	2.78
1er. Mod_P3			9.4832	0.035	270.1074	0.373	27.605	9.986	0.097	0.124	2.76
Par_CM	981,248.11	1.248	9.6666	0.053	183.6709	0.459	27.605	9.851	0.147	0.184	2.80
Par_P3			9.7378	0.036	268.5401	0.380	27.605	9.924	0.101	0.126	2.78
Uni_CM	1,471,872.17	1.000	15.2093	0.063	239.592	0.492	27.6053	10.333	0.170	0.170	2.67
Uni_P3			15.4586	0.047	327.1177	0.421	27.6053	10.503	0.124	0.124	2.63

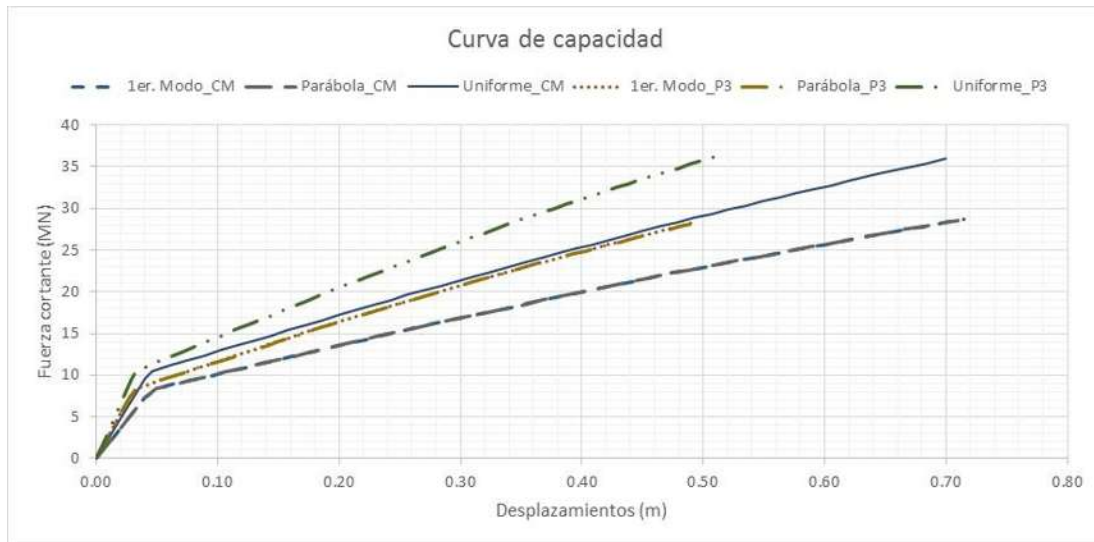


Figura 3.61 Curvas de capacidad para el puente 7 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

Como se esperaba, las configuraciones de los desplazamientos tienen formas muy similares cuando el punto de control es en el centro de masas, aunque más simétricas, a las del puente 6 y además con valores de desplazamientos menores (Figura 3.63), lo cual era obvio por lo explicado en el párrafo anterior. En la Figura 3.64 se repite el mismo patrón de distribución, es decir, las diferencias de desplazamiento en las pilas 1 y 3 nos permite decir que no tiene gran influencia en ellas entre elegir una u otra distribución de cargas cuando el punto de control es en la pila 3. Las mayores diferencias se presentan en la pila central (pila 2). En la Figura 3.65 se muestra la comparativa de las distintas configuraciones de desplazamiento obtenidas.

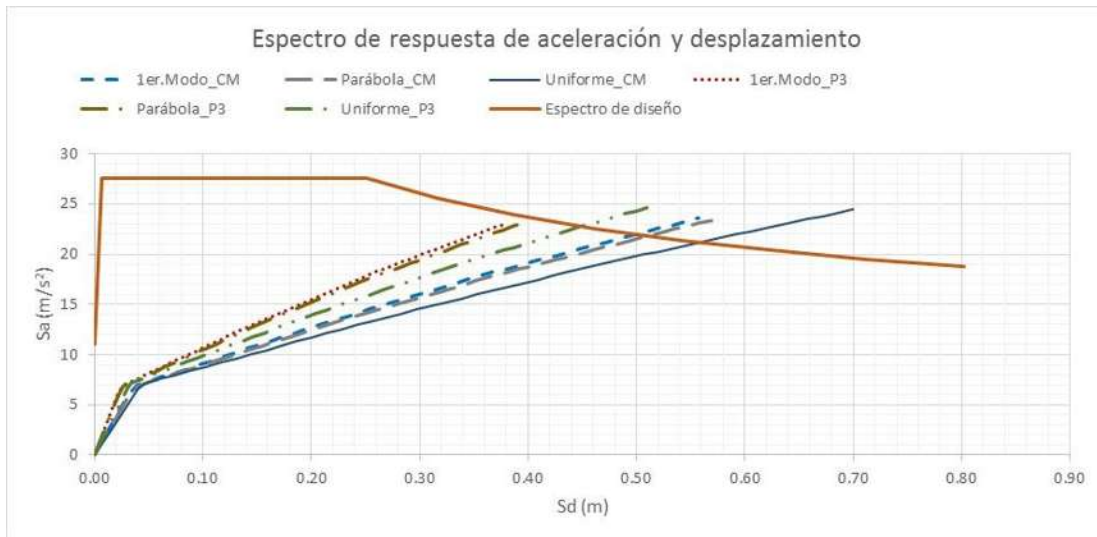


Figura 3.62 Espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento para las curvas de capacidad transformadas para un sistema de un grado de libertad equivalente con el método N2 para el puente 7 y para el espectro de respuesta obtenido con PRODISIS

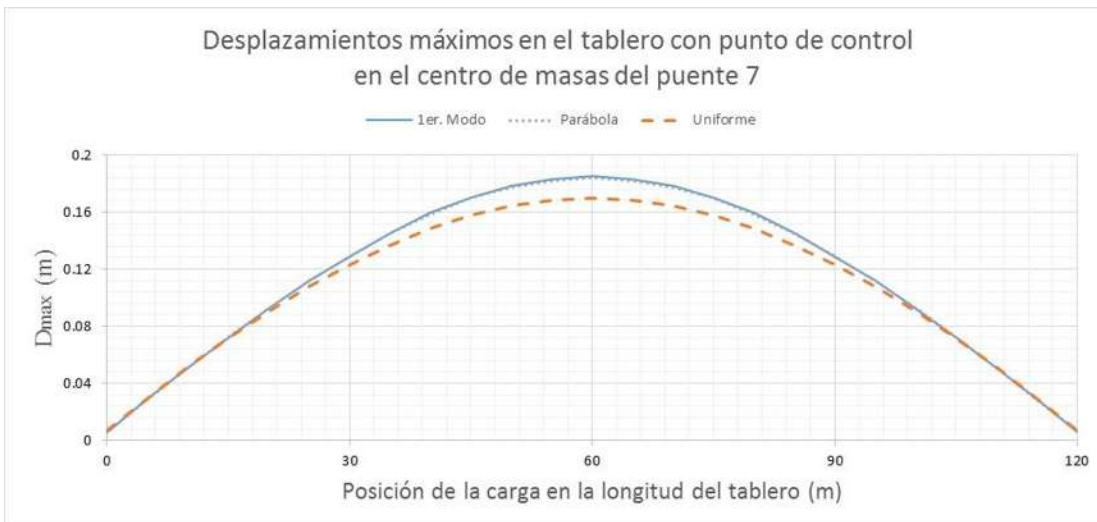


Figura 3.63 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en el centro de masas para el puente 7



Figura 3.64 Desplazamiento en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y punto de control en la pila 3 para el puente 7

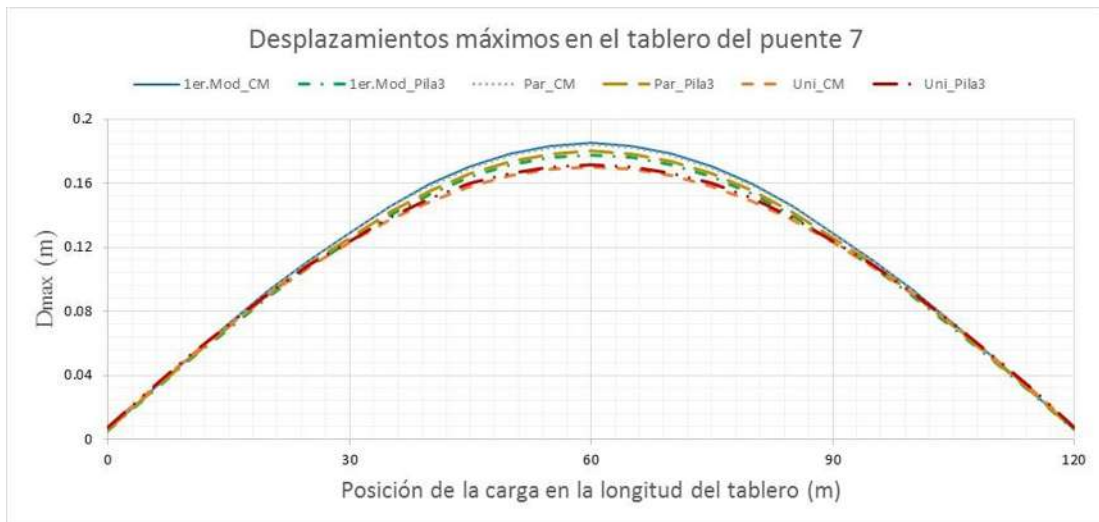


Figura 3.65 Desplazamientos en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y ambos puntos de control para el puente 7

Finalmente en la Figura 3.66 se muestra la distribución de fuerzas cortantes para cada pila y cada combinación de configuración de distribución de intensidad de carga y punto de control. En similitud con el puente 5 y a diferencia del puente 6 (puentes con falla a flexión exclusivamente), para este caso la distribución de fuerzas cortantes es acorde a la distribución de intensidad de carga aplicada, es decir, a mayor intensidad de carga aplicada mayor fuerza cortante obtenida. Debido a la simetría, se tienen los mismos valores para la intensidad de fuerza cortante en las pilas 1 y 3. En esta figura se observa claramente que no toma relevancia significativa la elección del punto de control o la distribución de intensidad de carga puesto que los valores son muy similares entre sí, teniendo diferencias máximas del 4%. Sin embargo

vemos que a pesar de que las configuraciones de desplazamiento entre los puentes 6 y 7 son muy similares, las distribuciones de fuerza cortante si varían entre uno y otro. Por lo que nos indica que aún y cuando el modo de vibrar sea regido claramente por la flexión no garantiza que la pila central sea la que tenga mayor fuerza cortante resultante aún y cuando sea la que tenga la mayor intensidad de carga aplicada. También se puede observar que las pilas más altas son las que tienen menor fuerza cortante.

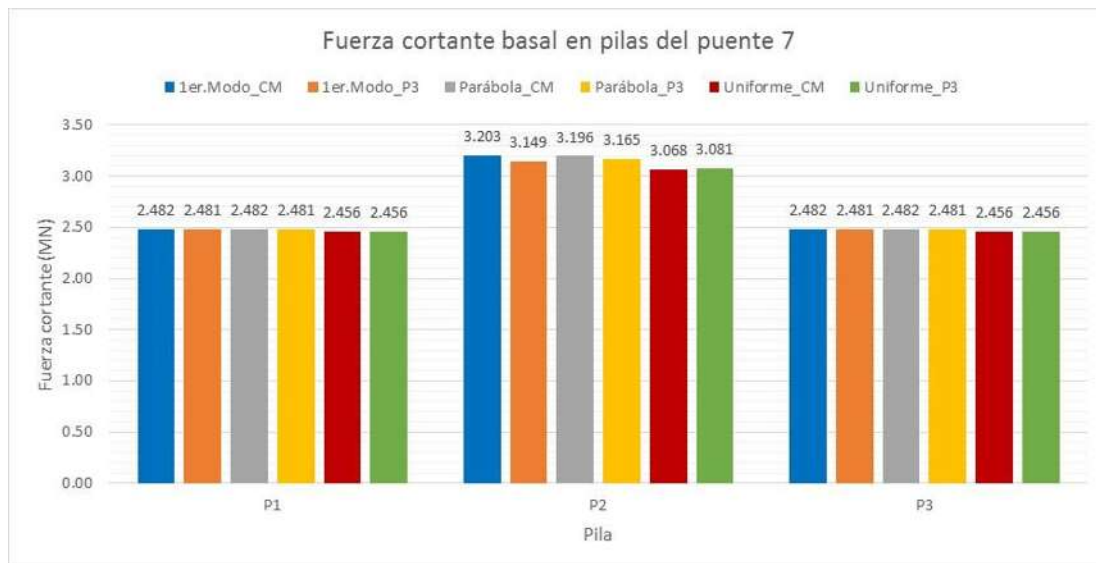


Figura 3.66 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 7

Puente 8

Finalmente el puente 8 tiene las tres pilas con la misma configuración geométrica. Para las tres pilas se eligió un altura de 20 metros con sección transversal hueca, con largo de 4.5 metros y ancho de 2.0 metros. Al hacer estos cambios se pretende que el comportamiento sea totalmente a flexión y que la distribución de la rigidez lateral sea totalmente simétrica. Como era de esperarse la configuración de la distribución de intensidad de carga del primer modo se parece mucho a la distribución parabólica (Figura 3.67), por lo que se espera que los resultados sean muy similares entre sí.

El mecanismo de falla se presenta en la Tabla 3.16, la falla es a flexión nuevamente en la pila 2. Las pilas 1 y 3 desarrollan momentos posteriores al máximo pero sin llegar a la falla. Las articulaciones en la parte superior se mantienen lineales.

Tabla 3.16 Mecanismos de falla para los diferentes tipos de configuración de intensidad de carga para el puente 8

Configuración	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante	F. Cortante	M. Flexionante
1er. Mod_CM	-	Posterior al máximo	-	Último	-	Posterior al máximo
1er. Mod_P3	-	Posterior al máximo	-	Último	-	Posterior al máximo
Par_CM	-	Posterior al máximo	-	Último	-	Posterior al máximo
Par_P3	-	Posterior al máximo	-	Último	-	Posterior al máximo
Uni_CM	-	Posterior al máximo	-	Último	-	Posterior al máximo
Uni_P3	-	Posterior al máximo	-	Último	-	Posterior al máximo

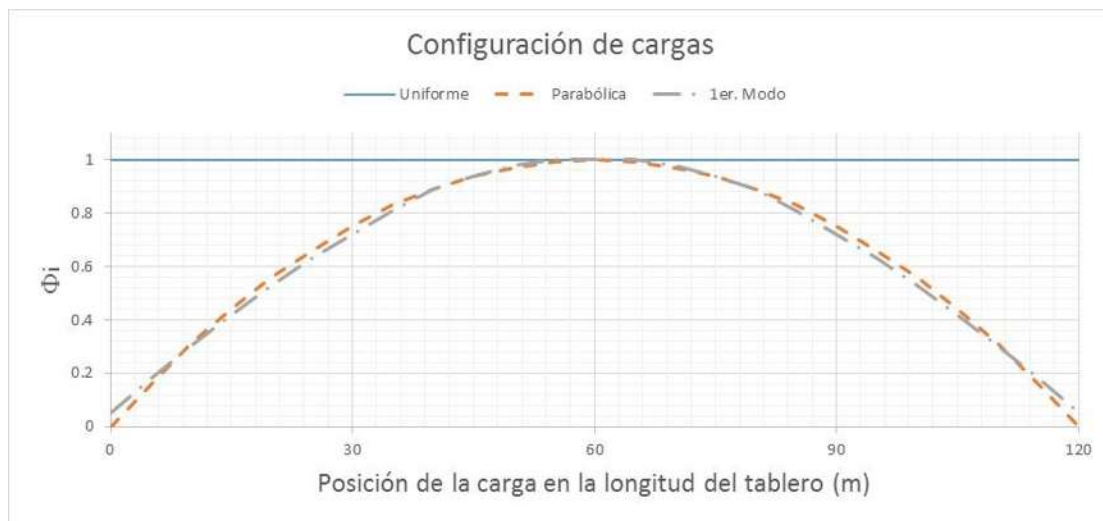
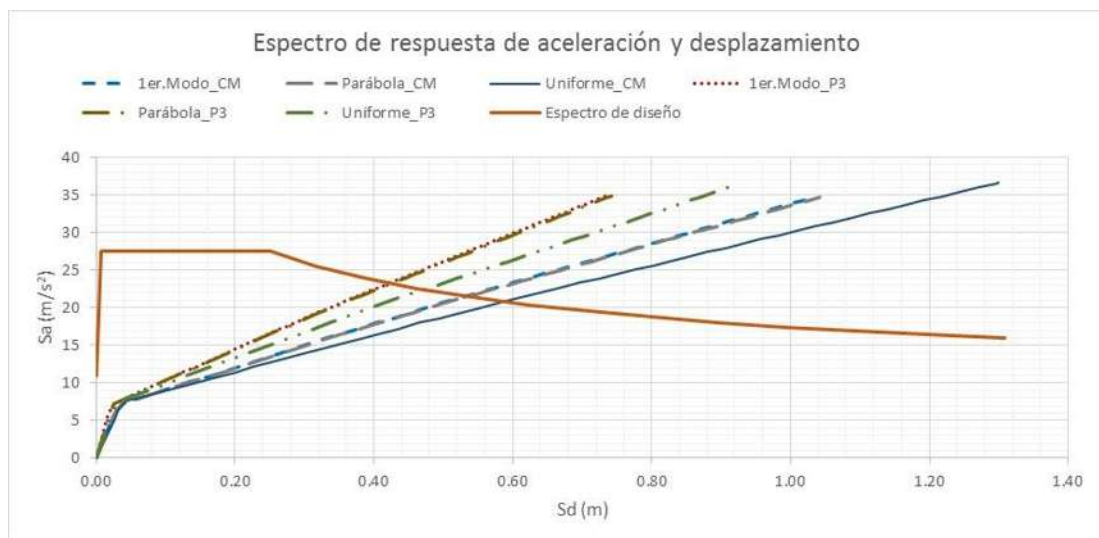
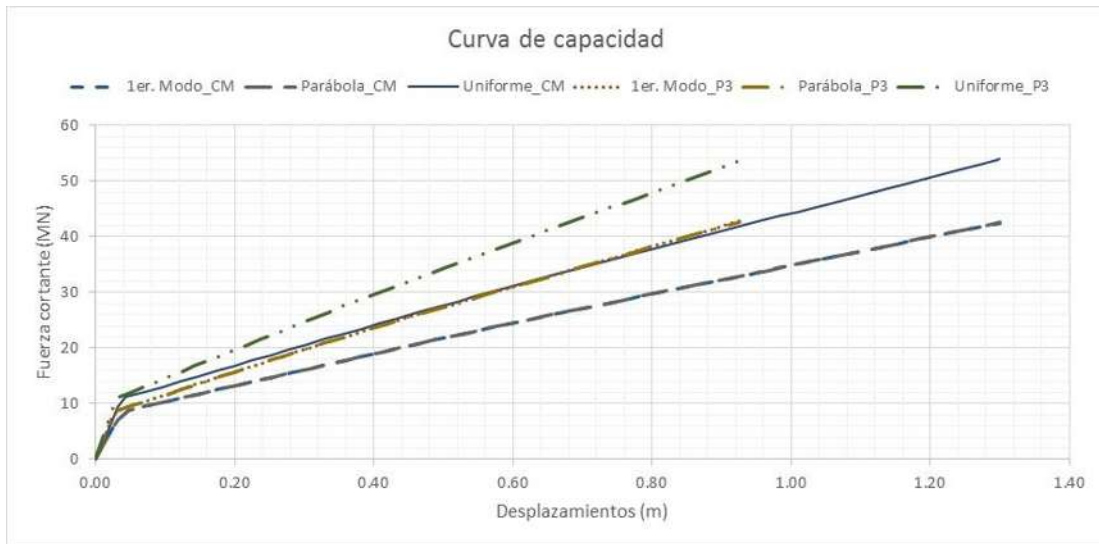


Figura 3.67 Configuración de las cargas aplicadas en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección transversal para el puente 8

En la Figura 3.68 se muestran las curvas de capacidad que nos permiten observar nuevamente el mismo comportamiento que los casos anteriores (puente 5, 6 y 7). En este caso la parte elástica del comportamiento del puente es muy similar para las diferentes configuraciones, aunque los puntos de fluencia se asemejan mucho en desplazamiento pero difieren en el valor de fuerza cortante. Es de importancia remarcar que en las curvas de capacidad se aprecia claramente la gran ductilidad de desplazamiento del sistema haciendo ver a la parte elástica como una etapa mínima del total.



Los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento se muestran en las Figura 3.69 donde nuevamente se observan los puntos de fluencia muy similares entre sí y por tal motivo los resultados serán muy parecidos para todas las combinaciones de intensidad de carga y puntos de control.

En la Tabla 3.17 se muestran los valores característicos de los sistemas equivalentes, como se mencionó los valores de los desplazamientos son muy similares entre sí, así como también los factores de reducción del espectro de respuesta del sitio.

En la Figura 3.70 se observan los desplazamientos de las diferentes combinaciones de distribución de intensidad de carga y punto de control. La distribución de intensidad de fuerza cortante se muestra en la Figura 3.71. En ambas figuras se puede deducir que la configuración y elección del punto de control ya no toma relevancia para este caso pues las diferencias numéricas entre los resultados son mínimas. Por otro lado en la Figura 3.71 se aprecia que en puentes que tienen columnas con la misma configuración geométrica y que además rige la flexión los elementos mecánicos son prácticamente los mismos sin importar ubicación, configuración de intensidad de carga aplicada y punto de control.

Tabla 3.17 Valores característicos y punto de desempeño de los sistemas equivalentes para el puente 8

Configuración	m^* (kgs)	Γ	F_y^* (MN)	D_y^* (m)	k^* (MN/m)	T^* (s)	S_{ae} (m/s ²)	S_{ay} (m/s ²)	S_d (m/s ²)	$S_d \cdot \Gamma$	R_μ
1er. Mod_CM	972,161.76	1.260	9.6439	0.043	224.6581	0.413	27.605	9.920	0.119	0.150	2.78
1er. Mod_P3			9.7145	0.031	313.4721	0.350	27.605	9.993	0.086	0.108	2.76
Par_CM	981,248.11	1.248	9.6463	0.043	225.7659	0.414	27.605	9.831	0.120	0.150	2.81
Par_P3			9.7231	0.031	311.8977	0.352	27.605	9.909	0.087	0.108	2.79
Uni_CM	1,471,872.17	1.000	12.2006	0.041	295.0497	0.444	27.605	8.289	0.138	0.138	3.33
Uni_P3			12.2712	0.033	375.5877	0.393	27.605	8.337	0.108	0.108	3.31

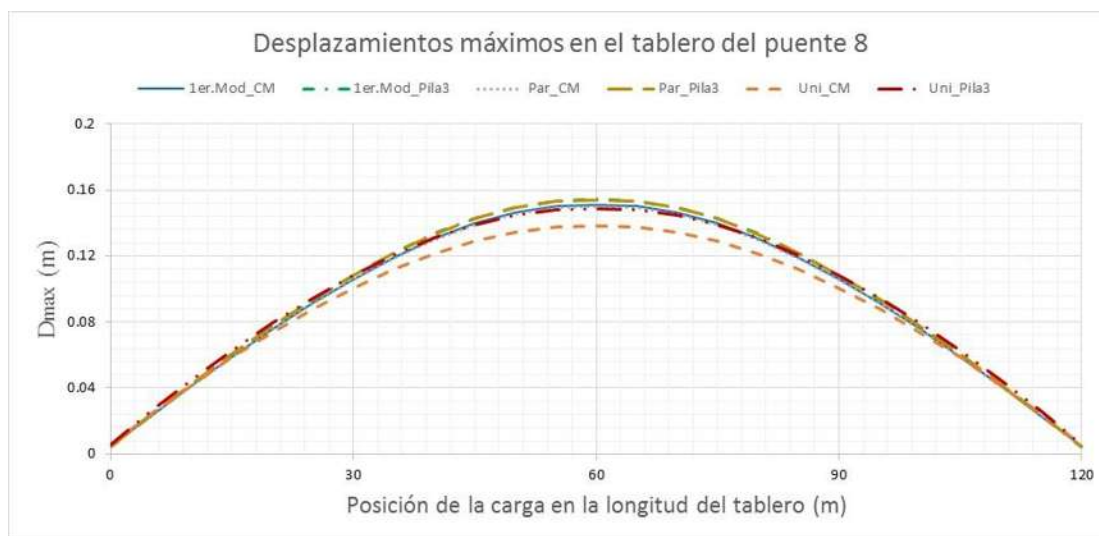


Figura 3.70 Desplazamientos en la parte superior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo tres configuraciones de carga y ambos puntos de control para el puente 8

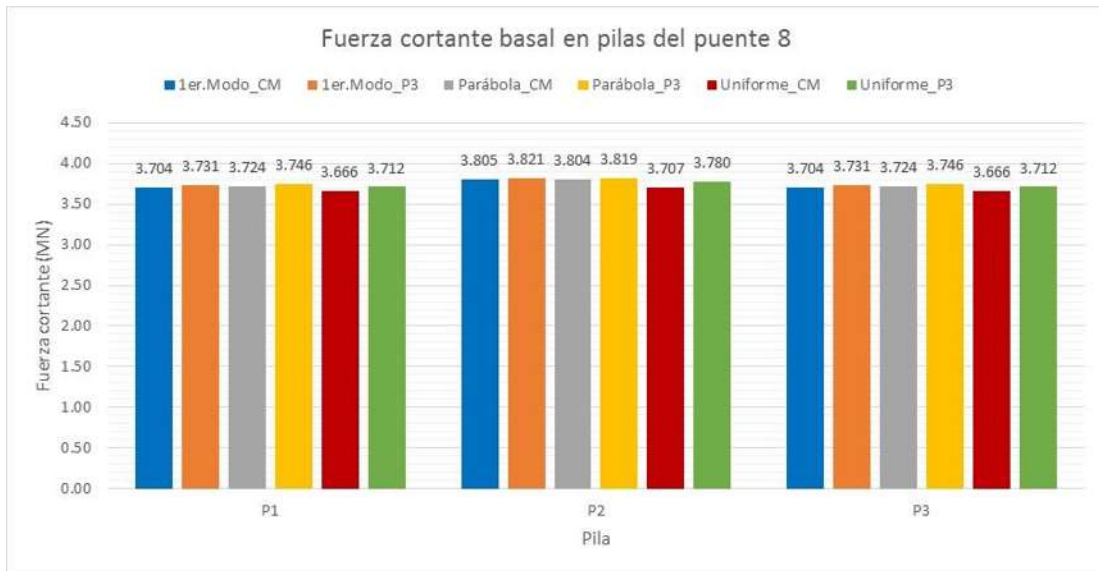


Figura 3.71 Fuerza cortante basal en pilas para los modelos con las combinaciones de carga y puntos de control mencionados para el puente 8

4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON ELEMENTOS FINITOS

4.1 Descripción del modelo

En este capítulo se describe de manera breve la configuración de los modelos utilizados para el análisis de los puentes mediante el método del elemento finito. El análisis se realizó con ayuda del programa ANSYS MECHANICAL 14.5 [Ansys 14.5, (2013)]. El programa Ansys (Analysis System) tiene su propio lenguaje de programación el cual se le conoce como APDL (Ansys Parametric Design Language). Ansys es un software de ingeniería que permite tener varias plataformas para el análisis estructural, de fluidos, eléctricos, temperatura, entre otros. En este trabajo se presentó el interés por utilizarlo para el análisis de estructuras mediante elementos finitos.

Para nuestro caso se pretende modelar los 8 casos distintos de los puentes anteriormente descritos. El software ANSYS tiene diversos “*elementos*” para la modelación de las estructuras. Sin embargo no sólo es necesario elegir un tipo de *elemento*, también se le debe asignar un comportamiento. Por ejemplo, a diferencia del software comúnmente usado, donde el comportamiento del material se asigna mediante ciclos de histéresis en zonas específicas del elemento (modelo de plasticidad concentrada), en ANSYS se le asigna un comportamiento que puede exceder el límite elástico en cualquier región del elemento.

Con base en lo anterior, se estructuró cada modelo con la siguiente configuración.

1. Tablero: El tablero se modeló con elementos tipo “*beam188*” y comportamiento elástico del material
2. Conexión tablero – pilas: Esta conexión se realizó mediante los elementos tipo “*targe170*” y “*contact175*” restringiendo todos los grados de libertad
3. Acero de refuerzo.- El acero longitudinal y acero transversal se idealizó mediante elementos tipo “*beam188*” y un comportamiento inelástico
4. Concreto en las pilas: Las pilas se modelaron mediante elementos “*solid65*” y un comportamiento del material tipo “*concrete material model*” predefinido en el software

Tablero

A diferencia de los modelos realizados en SAP 2000 donde el tablero se modeló mediante elementos tipo *SHELL-THIN*, en ANSYS se modelaron elementos tipo “*beam188*” a las que se les asignó una sección transversal con la misma geometría a la ingresada en *SAP2000* y un material elástico. Este tipo de elementos son los más utilizados para modelar estructuras que tendrán un comportamiento elástico o que no son de interés principal en el estudio de un modelo. Esto permite reducir en gran manera el tiempo de solución para los diversos análisis. La sección del tablero de todos los modelos junto con sus propiedades geométricas se observa en la Figura 4.1.

Además del peso propio del tablero, es necesario ingresar la carga correspondiente a la carpeta de asfalto, barandales, parapetos, banquetas y remates. Esta carga se ingresará mediante la modificación de la densidad del material del tablero, es decir, para el tablero y el asfalto es necesario considerar un peso específico de 21.58 kN/m^3 (densidad 2.2 Ton/m^3) en cada caso, sin embargo, la densidad que se ingresó en el modelo se obtendrá de la siguiente manera:

- I. Considerando una espesor de asfalto de 0.20 metros debido a las sobre carpetas que se colocan a lo largo del tiempo, un ancho total del tablero de 10 metros y un 10% adicional por el peso de elementos extras mencionados,

$$(1.1)(21.58 \text{ Ton/m}^3)(0.2 \text{ m})(10.0 \text{ m}) = 47.476 \text{ KN/m}$$

- II. Por otro lado tenemos que el área de la sección transversal es de 3.09348 m^2 y una densidad de concreto armado de 23.544 KN/m^3 (2.4 Ton/m^3)

$$(3.09348 \text{ m}^2)(23.544 \text{ KN/m}^3) = 72.8329 \text{ KN/m}$$

- III. Sumando ambas densidades por metro lineal tenemos la densidad para el tablero de concreto incluyendo el peso del asfalto y los elementos extras

$$(47.476 \text{ KN/m}) + (72.8329 \text{ KN/m}) = 120.3089 \text{ KN/m}$$

- IV. Dividiendo entre el área de la sección, tenemos la densidad del tablero por metro cúbico

$$(120.3089 \text{ kg/m}) / (3.09348 \text{ m}^2) = (38.8911 \text{ KN/m}^3)$$



Figura 4.1 Sección transversal del tablero
(Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

Conexiones

Las conexiones son una parte muy importante en todos los modelos. Sin embargo en la mayoría de los programas convencionales las conexiones se generan de una manera automática. Es decir, si el software detecta elementos en la misma ubicación los interconectará de manera automática. En el software ANSYS esto no siempre se cumple. La metodología que se utiliza para la creación de modelos suele llevarte a tener elementos separados entre sí. Esto debido a que cada uno de los elementos utilizan “*keypoints*” y “*lines*” para definir su ubicación y límites respectivamente, que a la hora del mallado se generan “*nodos*” en las mismas ubicaciones de los “*keypoints*” y a lo largo de los “*lines*”. Mientras los elementos no compartan los mismos “*keypoints*” o “*lines*”, los “*nodos*” que se generen del mallado serán independientes aún y cuando compartan la misma posición.

Por la razón mencionada se deben crear elementos que permitan realizar la conexión entre los diversos tipos de elementos. Las conexiones se pueden realizar mediante diversas maneras, aquí sólo se mencionará una de ellas. Utilizando el módulo “*contact pair creation*”, que viene como un módulo en el software ANSYS, permite crear conexiones entre elementos de diversos tipos, es decir, sólidos con barras, barras con áreas, áreas con nodos, etc. En estas conexiones el software crea automáticamente los

elementos tipo y su configuración basada en los requisitos solicitados para cada caso. Los elementos creados son los “*target170*” y “*contact175*”. A diferencia del resto de los elementos, las conexiones no se pueden mostrar gráficamente, por lo que no se tendrán imágenes de éstas.

Acero de refuerzo

Una de las diferencias de modelar elementos de concreto reforzado mediante el programa ANSYS es la posibilidad de modelar el acero de refuerzo mediante elementos que interactuarán a la par con los elementos de concreto. El acero se puede modelar mediante elementos tipo “*beam*” unidos de nodo a nodo de las esquinas de cada uno de los elementos finitos, o asignando una cantidad de acero distribuido en cierta dirección en los elementos de concreto. Por tal razón se utilizaron elementos tipo “*beam188*”. El modelo del material que se utilizó fue “*bilinear isotropic hardening*” el cual sólo nos pide ingresar el módulo de elasticidad inicial, la pendiente de postfluencia y el esfuerzo de fluencia.

En la Figura 4.2 se observa la gráfica del comportamiento del acero. En los requisitos del material se debe ingresar el módulo de elasticidad que para nuestro caso es de $2.0E+06$. La rigidez de postfluencia se calculó mediante una idealización considerando el punto de fluencia igual a $411,879,300 \text{ N/m}^2$ ($4,200 \text{ kg/cm}^2$) y un punto de resistencia última obtenido de las gráficas del acero de refuerzo mexicano igual a $716,768,048.5 \text{ N/m}^2$ con deformación unitaria de 0.1171 m/m . Mediante triángulos semejantes se obtiene una rigidez de postfluencia igual a 1.35% de la inicial.

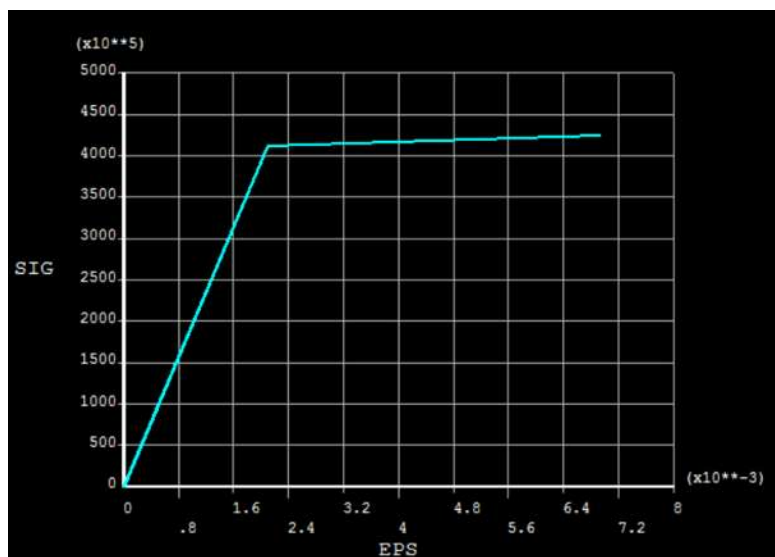


Figura 4.2 Modelo del material utilizado para el comportamiento del acero de refuerzo longitudinal y transversal (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

Concreto

Finalmente la idealización del concreto se realizó mediante elementos sólidos de tipo “solid65”. Estos elementos pueden crearse en forma de prisma triangular, tetraedro y cúbicos, sin embargo la ayuda de ANSYS menciona que no es muy conveniente la utilización de otras formas que no sean las cúbicas, en especial la tetraédrica. Por tal motivo se decidió utilizar elementos cúbicos de 8 nodos por elemento.

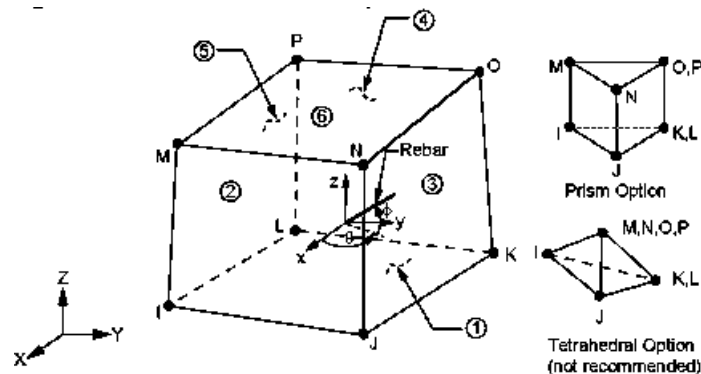


Figura 4.3 Geometría SOLID65
(Figura tomada de Ayuda de ANSYS 14.5)

El tipo de material que se utilizó para el concreto es un modelo creado especialmente para los elementos “solid65” llamado “concrete material model” (aunque la ayuda de ANSYS menciona que también es posible utilizarlo para modelar materiales geológicos como rocas). A continuación se enumeran las suposiciones y restricciones del modelo.

- El agrietamiento es permitido en tres direcciones en cada punto de integración
- Si el agrietamiento se produce en un punto de integración, el agrietamiento se modela a través de un ajuste efectivo de las propiedades del material que trata eficazmente el agrietamiento como banda ancha y no como grietas discretas
- El modelo del concreto es asumido a ser inicialmente isotrópico
- Cuando se utiliza la opción de refuerzo, éste siempre se considera como discretizado
- Adicional a la capacidad de agrietamiento y aplastamiento, puede también someterse a plasticidad siendo la superficie de falla de Drucker-Prager la más comúnmente usada. En este caso, la plasticidad se aplica antes del agrietamiento o aplastamiento
- El refuerzo dentro del elemento sólo considera capacidad a fuerza axial
- Es posible agregar cuatro materiales para cada elemento, concreto (por ejemplo) y 3 de refuerzo

Este modelo del concreto es de tipo no lineal y como se mencionó puede acivarse en tres direcciones. Este modelo requiere ingresar una serie de parámetros mínimos para definir su comportamiento. A continuación se enlistan los parámetros con los valores que se utilizaron para todos los modelos.

- Coeficiente de transferencia del cortante para grieta abierta = 0.2
- Coeficiente de transferencia del cortante para grieta cerrada = 1.0
- f_t = Esfuerzo a tensión = $1.5\sqrt{f'_c} = 1.5\sqrt{300} = 25.9808 \text{ kg/cm}^2 = 2.548 \text{ MPa}$
- f_c = Esfuerzo a compresión = 30 MPa

Además de las 4 constantes mencionadas anteriormente es necesario definir 5 más, 3 de las cuales por omisión estarán en función del esfuerzo a compresión (f_c).

- f_{cb} = Última resistencia a la compresión biaxial = $1.2 f_c$
- f_1 = Última resistencia a la compresión para un estado superimpuesto de compresión biaxial en un estado de esfuerzos hidrostático = $1.45 f_c$
- f_2 = Última resistencia a la compresión para un estado superimpuesto de compresión uniaxial en un estado de esfuerzos hidrostático = $1.75 f_c$
- σ_h = Estado de esfuerzos hidrostático = $(1/3)(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})$
- T_c = Multiplicador de rigidez para una condición de tensión en grieta = 0.6 (sólo trabaja si se activa la opción de relajación de tensión después del agrietamiento)

La siguiente figura muestra la variación del factor R^t el cual es necesario para definir el tensor de esfuerzos para un elemento agrietado. Si T_c no se usa entonces R^t valdrá 0.0.

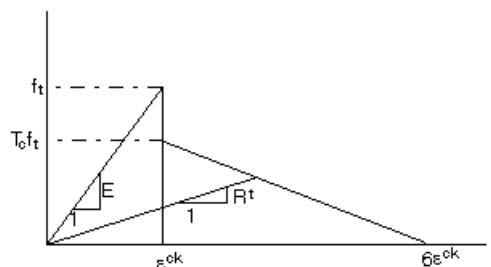


Figura 4.4 Variación de la rigidez R^t en una condición de agrietamiento la cual ayuda a la convergencia (Figura tomada de Ayuda de ANSYS 14.5)

Los valores utilizados para C_1 y C_2 son propuestos con base en los utilizados en diversos artículos [Wolanski (2004) y Dahmani (2010)] y en algunos de ellos comprobaron los valores utilizados mediante

pruebas experimentales con elementos simples tales como vigas y marcos. El resto de las variables o constantes que se requieren para la completa definición del modelo se obtendrán de las anteriormente definidas. En esta tesis no se discutirá la fundamentación numérica del modelo matemático.

Este modelo de comportamiento se basa en la revisión del criterio de falla de William-Warnke (1975) de cinco parámetros, cuya superficie de falla debido a un estado de esfuerzos multiaxiales puede ser expresada como:

$$\frac{F}{F_c} - S \geq 0 \quad 4-1$$

Donde F = Función de estados de esfuerzos principales ($\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$)

F_c = Resistencia a la compresión uniaxial

$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp} \sigma_{yp} \sigma_{zp})$

$\sigma_3 = \min(\sigma_{xp} \sigma_{yp} \sigma_{zp})$

$\sigma_{xp} \sigma_{yp} \sigma_{zp}$ = Esfuerzos principales en las direcciones principales

Si el criterio es satisfecho el material se agrietara o aplastará. Este modelo de comportamiento del material obtiene los esfuerzos principales de cada elemento finito, los cuales permiten conocer el estado de esfuerzos que existe en el mismo. Con base en una serie de ecuaciones que dependen de cada estado, crea superficies de falla para definir si el elemento se agrieta o se aplasta. A continuación se muestran los estados posibles:

- a. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (*compresión-compresión-compresión*)
- b. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (*tensión-compresión-compresión*)
- c. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (*tensión-tensión-compresión*)
- d. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (*tensión-tensión-tensión*)

En la Figura 4.5 (a) se observa una superficie de falla en 3 dimensiones para un estado de esfuerzos de compresión-compresión-compresión y en la (b) se observa una superficie de falla en dos dimensiones pero con las proyecciones en $+\sigma_{zp}$ y en $-\sigma_{zp}$ para un estado de esfuerzos tensión-tensión-tensión. En la figura (a) si los esfuerzos en alguno de los elementos finitos se salen de esta superficie entonces quiere decir que se cumple la desigualdad 4-1 y se aplastará. En la figura (b) se tienen varias combinaciones, por ejemplo si σ_{xp} y σ_{yp} son positivos y σ_{zp} es positivo entonces el elemento se agrietará, pero si σ_{zp} es negativo entonces se aplastará.

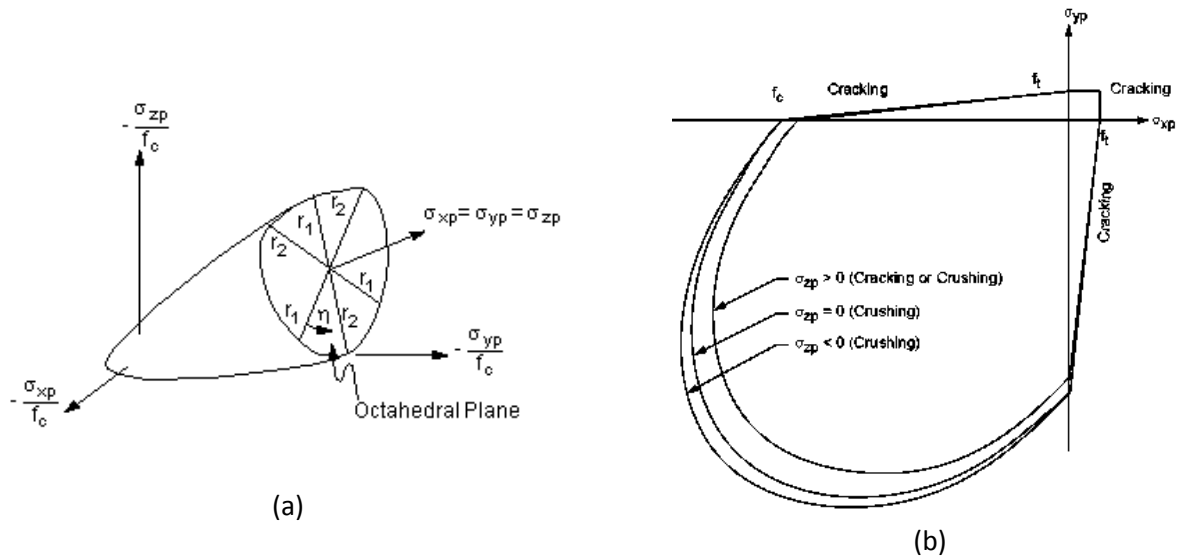


Figura 4.5 Superficies de falla en el espacio de esfuerzos principales para el dominio compresión-compresión-compresión (a) y el dominio tensión-tensión-tensión (b) (Figura tomada de Ayuda de ANSYS 14.5)

En este modelo no se especifica claramente cuál debe ser el valor del módulo de elasticidad, es decir, no menciona si será un valor escalar o una curva esfuerzo deformación del concreto simple. En algunos de los análisis que se realizaron en este trabajo se utilizó la curva esfuerzo deformación del concreto simple definida por 5, puntos para definir la relación esfuerzo - deformación para distintas intensidades tal como se muestra en la Figura 4.6.

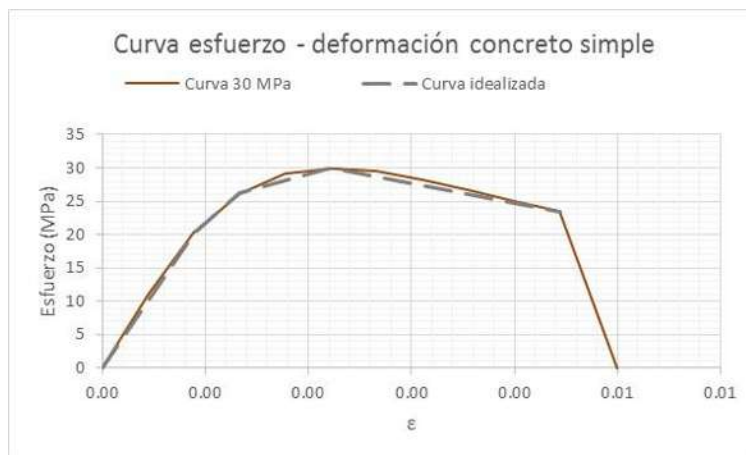


Figura 4.6 Curva esfuerzo – deformación del concreto simple para una resistencia de 30MPa, igual a la utilizada en los análisis con el programa SAP2000

Definidas las características y los parámetros anteriores se crearon los modelos de los puentes mediante el código APDL de tal manera que nos permitiera cambiar valores correspondientes a las alturas,

secciones transversales y armados de pilas para poder crear los modelos de manera muy sencilla. Ya que de hacerlo gráficamente hubiera sido un proceso muy laborioso para crear un solo puente principalmente a la hora de formar los elementos correspondientes al acero de refuerzo. Cabe mencionar que aun con la programación de estos el tiempo de cómputo requerido suele ser importante en equipos convencionales, ya que los recursos que se necesitan para realizar el mallado suelen ser grandes.

Como referencia, al inicio se pensó en realizar mallas con elementos de 0.05 metros, sin embargo la operación de mallado llegó a tardar más de 12 horas, lo que ocasionaba una gran cantidad de tiempo consumido para crear modelos que servirían como modelos de prueba inicialmente. Por tal razón se decidió aumentar el tamaño de los elementos finitos de 0.05 metros a 0.35 metros en todos los modelos. Es necesario mencionar que tanto el tamaño de los elementos de concreto como las longitudes de los elementos de acero de refuerzo deberían ser iguales para que existiera una interacción completa entre ambos.

4.2 Análisis sísmicos

En el capítulo 3 se mostraron los análisis obtenidos mediante el programa SAP2000, correspondientes a los 8 modelos propuestos en esta tesis, los cuales están elaborados mediante elementos barra y articulaciones plásticas en las columnas. En este capítulo se mostrarán los análisis obtenidos mediante el programa ANSYS, el cuál como ya se mencionó anteriormente utiliza elementos finitos para su solución.

Todos los modelos que se utilizaron en esta etapa fueron establecidos con elementos finitos máximos de 0.50 metros en el tablero del puente. Para el caso de las pilas los elementos finitos se variaron de 0.20 metros a 0.50 metros, inicialmente, sin embargo los elementos se definen de manera automática y se ajustan a la geometría del puente. La razón de lo anterior es que la distribución final de los elementos, y su tamaño quedan determinados por la separación del acero longitudinal en ambas direcciones y el acero transversal a lo largo de la altura de las pilas, por lo que si esta separación es menor a 0.50 metros el tamaño de los elementos finitos también será menor. Estas dimensiones serán las mismas tanto para los elementos de concreto como para los elementos del acero de refuerzo. Es necesario mencionar que hacer elementos finitos más pequeños implica un aumento exponencial en el tiempo de cómputo ⁽²⁾.

En algunos modelos se utilizaron ciertas propiedades del elemento “solid65”, mencionadas en el subcapítulo 4.1, que ayudan a asegurar la convergencia de la solución. Sin embargo podrían llevarnos a

soluciones erróneas aunque la única manera de poder comprobarlo sería realizando modelos experimentales reales. Una de las propiedades utilizadas es la relajación de la rigidez explicada en el subcapítulo 4.1 ⁽³⁾. Otra propiedad utilizada es la capacidad de eliminar la masa de los elementos aplastados así como cualquier carga aplicada en el mismo y ayuda a la convergencia ⁽⁴⁾. Finalmente es posible utilizar la opción de desplazamientos extra ⁽⁵⁾.

Como se mencionó es necesario establecer ciertos criterios de convergencia los cuales dependerán del tipo de estructura, elementos utilizados, problema a solucionar, etc. Para todos los modelos utilizados se usaron sólo dos parámetros: fuerza y momento. Ambos se establecieron con los mismos valores. Se eligió que para la solución se revise cada grado de libertad separadamente con un valor de tolerancia de 1% y un valor mínimo de referencia de 0.1, los cuales pueden ser ingresados en la línea de comandos como "CNVTOL,F, ,0.01,0,0.1" para el caso del grado de libertad de fuerzas. En algunos modelos se agregó el grado de libertad correspondiente a desplazamientos con los mismos valores utilizados para las fuerzas y los momentos ⁽⁶⁾.

La configuración de los análisis estáticos requiere dividir las cargas en varios pasos teniendo que definir tres parámetros cuando se elige que el programa varíe el delta de la carga aplicada automáticamente. El primer valor es el utilizado para obtener el delta inicial que tendrá hasta que en cierto punto no llegue a la convergencia y fue establecido para cada puente con valores distintos que van desde 200 hasta 600 intentando obtener una mejor convergencia con alguno de ellos ⁽⁷⁾. El segundo valor es el utilizado por el "solver" del ANSYS para el delta mínimo y que para nuestros casos van desde 8,000 hasta 16,000 ⁽⁸⁾. Finalmente se requiere obtener el delta máximo para su solución, que para nuestros casos se establecieron entre 20 y 40 ⁽⁹⁾. La obtención de los deltas se realiza dividiendo la fuerza aplicada entre cada uno de los valores mencionados.

Es necesario establecer un estado previo deformado debido a la acción de la gravedad antes de realizar el análisis estático correspondiente a la cualquiera de las configuraciones de intensidad de carga. Este estado fue obtenido mediante otro análisis estático el cual fue realizado para todos los casos con los mismos valores de delta. Estableciendo un valor inicial de 10 $(\Delta_i = \frac{w}{10})$, un número mínimo de 20 $(\Delta_{\min} = \frac{w}{20})$ y un máximo de 10 $(\Delta_{\max} = \frac{w}{10})$.

En las soluciones de los análisis es necesario especificar el número de iteraciones que se realizará hasta conseguir el equilibrio, para nuestro caso fue necesario cambiar el número máximo de iteraciones

de equilibrio de tal manera que pudiéramos llegar a valores más altos de convergencia. El análisis estático debido a la acción de la gravedad no se modificó por lo que las 25 iteraciones predeterminadas son suficientes. Para el resto de los análisis se fijó en 150 para cada delta de fuerza utilizado ⁽¹⁰⁾.

Como se mencionó en el subcapítulo 4.1 se consideraron dos relaciones esfuerzo – deformación, la mayoría de los modelos se corrieron con el módulo de elasticidad inicial y otros con la historia completa esfuerzo-deformación (Figura 4.6) ⁽¹¹⁾.

Finalmente en algunos modelos fue necesario utilizar una rutina incluida en el programa ANSYS para llegar a la convergencia, esta rutina se llama “stabilization”. Los valores utilizados en los análisis varían de 0.0001 a 0.1 ⁽¹²⁾.

En la Tabla 4.1 se aprecia un resumen de los diversos parámetros especificados para cada modelo. El número ubicado en cada columna de la tabla se relaciona a cada uno de los números entre paréntesis al final de cada párrafo anterior.

Tabla 4.1 Valores característicos utilizados para la creación y análisis de los distintos casos de puentes con las tres configuraciones de carga aplicadas para cada uno puente 1 al 6

Puente	(1) Carga	(2) Tamaño de elemento (m)	(3) Relajación post	(4) Eliminar masa	(5) Desp. extra	(6) U	(7) (8) (9) Δ			(10) No. Iter.	(11) Curva E concreto simple	(12) Est
							inicial	mín.	máx.			
1	Uni	0.35	SI	SI	SI	N/A	600	16,000	40	150	N/A	N/A
	Par	0.35	SI	SI	SI	N/A	200	8,000	20	150	N/A	N/A
	1er. Modo	0.35	SI	SI	SI	N/A	200	13,000	30	150	N/A	N/A
2	Uni	0.25	SI	SI	SI	N/A	300	8,000	20	150	N/A	N/A
	Par	0.25	SI	SI	SI	N/A	300	8,000	20	150	N/A	N/A
	1er. Modo	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	Uni	0.25	SI	SI	SI	N/A	300	8,000	20	150	N/A	N/A
	Par	0.25	SI	SI	SI	N/A	300	8,000	20	150	N/A	N/A
	1er. Modo	0.25	SI	SI	SI	N/A	300	14,000	20	150	N/A	N/A
4	Uni	0.25	SI	SI	SI	N/A	300	13,000	20	150	N/A	N/A
	Par	0.25	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	0.0001
	1er. Modo	0.35	N/A	N/A	SI	N/A	300	14,000	20	150	N/A	0.05
5	Uni	0.25	N/A	N/A	SI	N/A	300	13,000	20	150	N/A	N/A
	Par	0.25	N/A	N/A	SI	SI	300	13,000	20	150	SI	N/A
	1er. Modo	0.35	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	SI	0.01
6	Uni	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	N/A
	Par	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	SI	0.01
	1er. Modo	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	200	16,000	30	150	SI	0.01

Tabla 4.2 Valores característicos utilizados para la creación y análisis de los distintos casos de puentes con las tres configuraciones de carga aplicadas para cada uno puente 7 y 8

Puente	(1) Carga	(2) Tamaño de elemento (m)	(3) Relajación post	(4) Eliminar masa	(5) Desp. extra	(6) U	(7) (8) (9) Δ			(10) No. Iter.	(11) Curva E concreto simple	(12) Est
							inicial	mín.	máx.			
7	Uni	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	0.0001
	Par	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	0.0001
	1er. Modo	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	0.0001
8	Uni	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	13,000	20	150	N/A	N/A
	Par	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	N/A
	1er. Modo	0.5	N/A	N/A	SI	N/A	300	16,000	20	150	N/A	N/A

Puente 1

La representación gráfica de la configuración geométrica de los puentes se representará sólo para este caso, ya que todos los modelos son similares. En la Figura 4.7 se muestra la configuración geométrica general del puente 1. A pesar de que en esta figura no se aprecian los tipos de apoyo es necesario mencionar que si existen pero por cuestiones gráficas no se muestran. El óvalo que se muestra en la Figura 4.7 corresponde a la pila 1 mostrada en la Figura 4.8. Aquí se puede observar la conexión pila-tablero y es importante mencionar que pareciera que los puntos de integración de los elementos del tablero no coinciden con los de la pila y que por tanto la conexión no es efectiva. Por lo que es necesario recordar que el tablero es un elemento barra y sólo nos interesa el punto que se encuentra al centro de la columna y mediante un elemento conexión se unieron el tablero y la columna.

En la Figura 4.9 se muestra el acero de refuerzo longitudinal y transversal correspondiente al óvalo de la pila de la Figura 4.8. El acero de refuerzo fue creado a partir de las líneas que limitan los elementos sólidos, es decir, el acero de refuerzo forma parte de los elementos sólidos colindantes. Debido a lo anterior, este tipo de modelos no permite tomar en cuenta la adherencia entre el acero y el concreto de una manera más realista ya que al conectarlos de esta forma siempre estarán conectados ambos elementos. Es posible conectarlos de una manera más realista cambiando los elementos “beam” del acero por elementos tipo “solid” y considerando coeficientes de fricción entre ambos elementos pero esto llevaría a tener otro grado de libertad que se verá reflejado ampliamente en el tiempo de cómputo.

La Figura 4.10 se aprecia una vista de la pila 3 del puente 1. Esta es una pila hueca y por lo tanto el armado deberá colocarse en las partes de concreto sin atravesar la parte hueca de la columna. En la Figura 4.11 se aprecia la zona enmarcada por el óvalo de la Figura 4.10. En esta figura se puede ver

claramente el acero de refuerzo longitudinal y transversal embebido en el concreto. Los apoyos en los elementos se muestran en color rojo. Para todas las columnas de todos los modelos, se utilizaron apoyos que permitían los giros y restringían los desplazamientos en todos los puntos de integración de la base de las mismas.

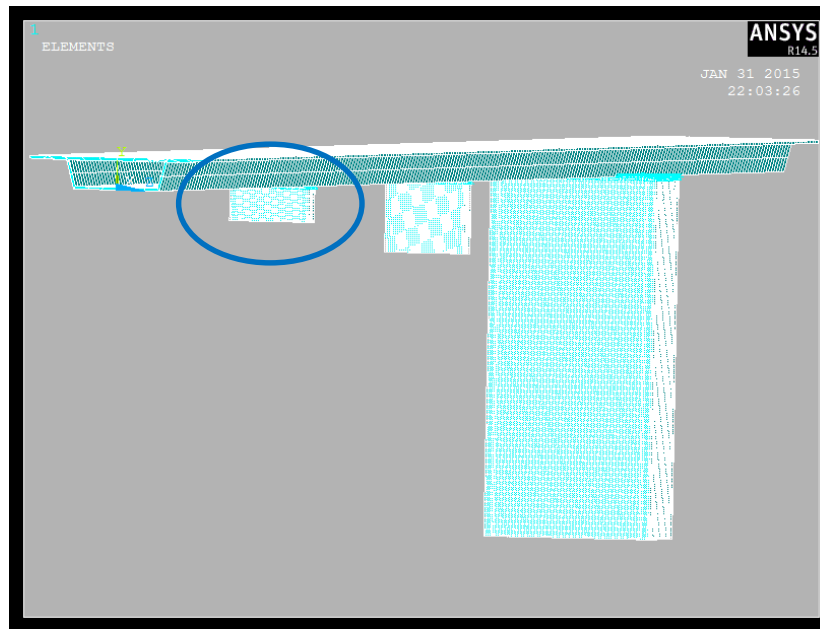


Figura 4.7 Vista general de los elementos finitos que conforman la configuración geométrica del puente 1 (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

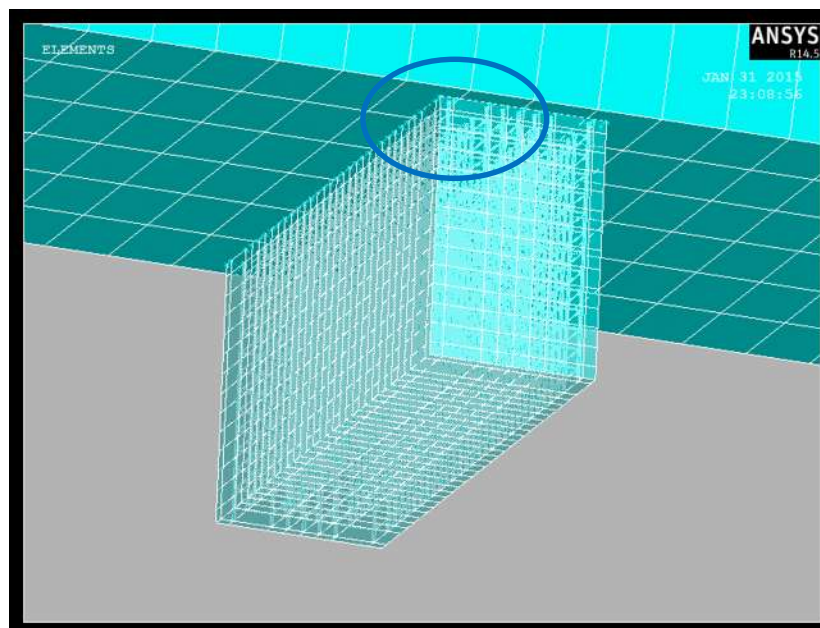


Figura 4.8 Vista de la unión pila-tablero y de los elementos finitos de la pila 1 del puente 1 (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

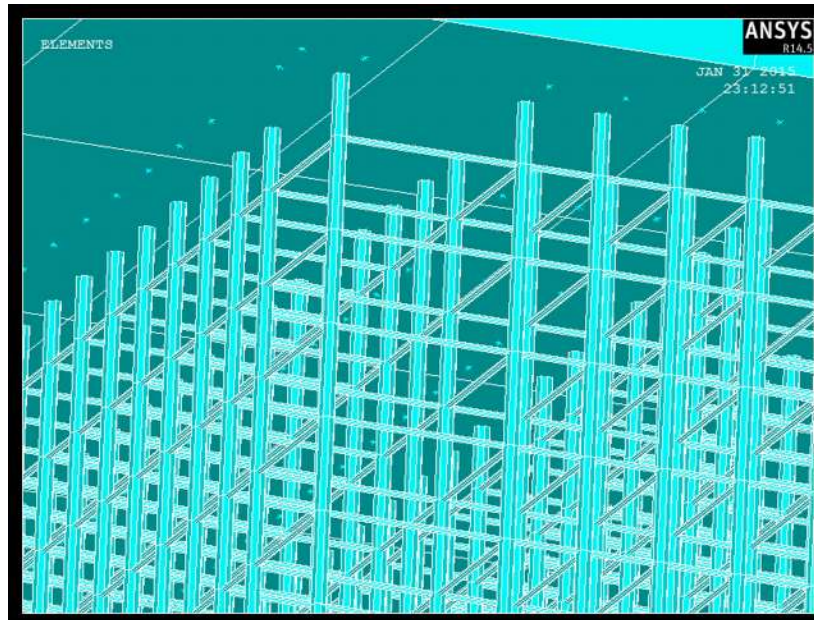


Figura 4.9 Vista de los elementos finitos del acero de refuerzo longitudinal y transversal (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

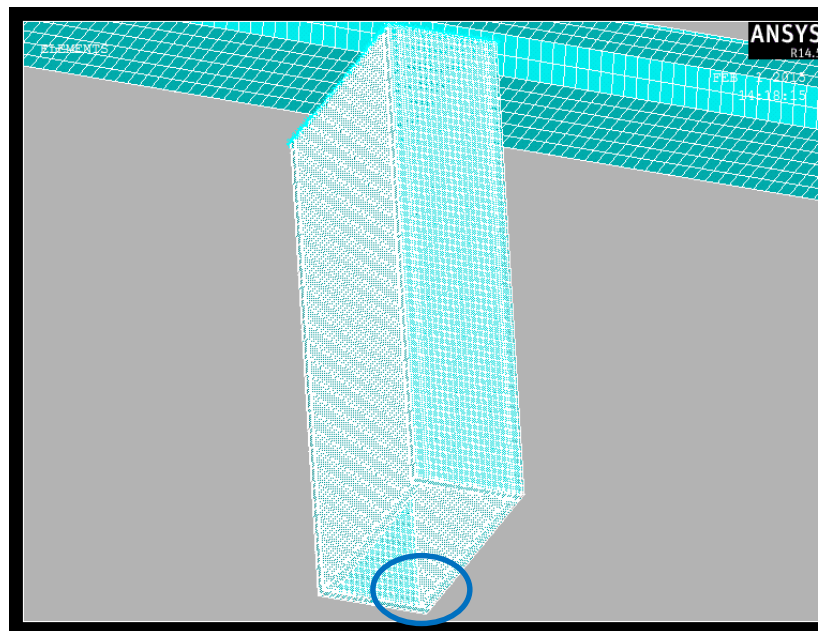


Figura 4.10 Vista de la unión pila-cimentación y de los elementos finitos de la pila 3 del puente 1 (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

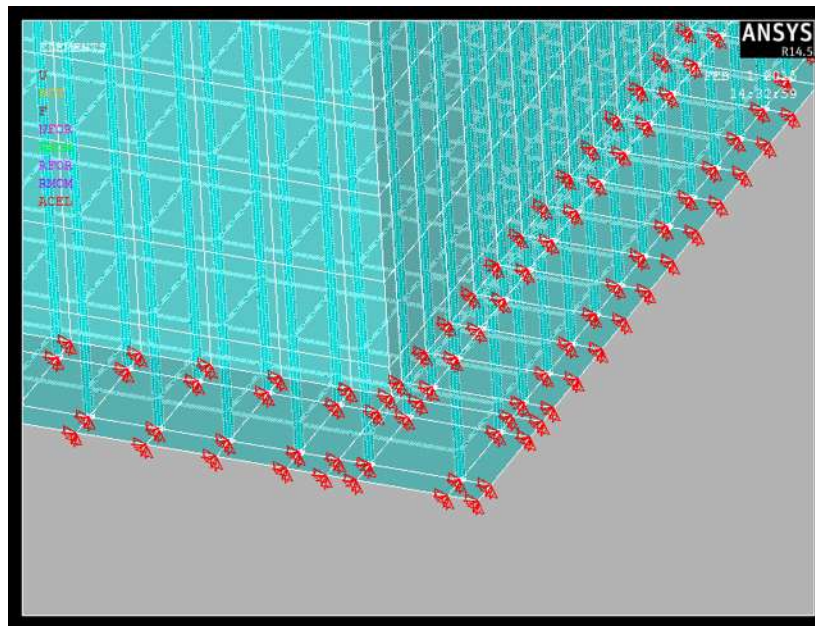


Figura 4.11 Vista de los elementos finitos del acero de refuerzo longitudinal y transversal embebido en el concreto de la pila 3 del puente 1
(Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

Al igual que en los modelos analizados con el programa SAP2000, estos fueron cargados con las mismas configuraciones de carga pero con intensidades aproximadamente mayores en un 30% del cortante basal total de la obtenida mediante el programa SAP2000, debido a que no se sabía si los modelos creados con ANSYS tendrían más o menos capacidad de carga. Varios modelos no llegaron a la convergencia en un 100%, sin embargo el hecho de no converger en un 100 % significa que no llegará a la solución o que por converger al 100% resista la carga aplicada.

Para poder definir cuál será la carga última es necesario revisar los esfuerzos en el acero de refuerzo y asegurarse que no exceden su $F_u = 7.2471E+08 \text{ N/m}^2$, o en caso contrario que el porcentaje de solución alcanzada sea cercano al F_u , ya que si no lo es puede significar que existió un problema de convergencia en la solución del modelo.

En Figura 4.12 se muestran las curvas de capacidad para el puente 1, como se esperaba existen diferencias significativas entre ellas para las distintas configuraciones de carga y punto de control elegido. Las pendientes iniciales de los modelos tienen cambios importantes, y la capacidad última alcanza diferencias de 52% entre los dos casos extremos (carga parabólica y carga uniforme).

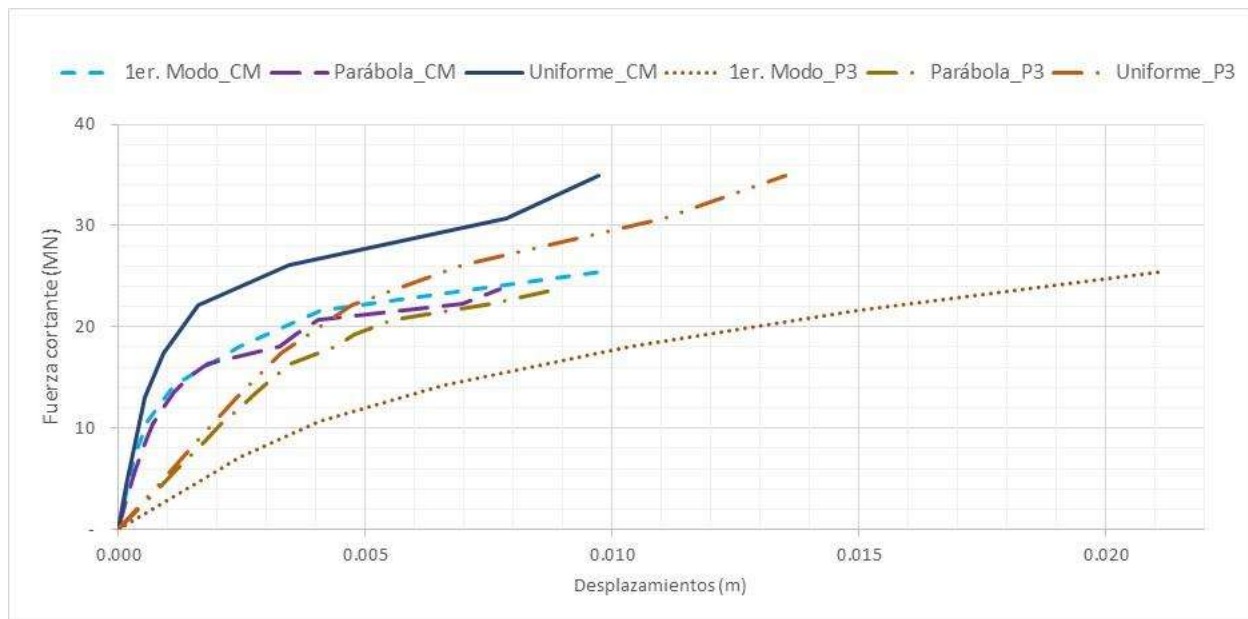


Figura 4.12 Curvas de capacidad para el puente 1 bajo tres configuraciones de carga equivalentes al primer modo transversal, parabólica, uniforme y monitoreando el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3 para cada una

En la Figura 4.13 se observan los desplazamientos en la parte inferior del tablero en distintos puntos de su longitud. Como podemos observar en la figura (a) los desplazamientos últimos en la pila 3 obtenidos con las tres configuraciones de intensidad de carga, y especialmente con la equivalente al 1er. Modo, son relativamente mayores a los obtenidos en el resto de las pilas debido a la mayor flexibilidad de la pila 3. Es importante observar la diferencia en el valor del desplazamiento de la pila 3, según la configuración de carga que se aplique al puente. Por otra parte, aun cuando los desplazamiento en los centro de los claros 1 y 2 son distintos, los desplazamientos obtenidos en las pilas 1 y 2 son muy similares entre sí sin importar la configuración de carga.

En la figura (b) se muestran los desplazamientos para una configuración de intensidad de carga equivalente al 1er. Modo normalizados respecto a su valor máximo para cada caso. El primer caso de la figura (b) son los desplazamientos últimos; el segundo caso son los desplazamientos elásticos obtenidos en el último punto guardado por el programa antes de la fluencia de la curva de capacidad, para el punto de control en el centro de masas; finalmente, el tercer caso es similar al caso dos pero con punto de control en la pila 3. Aquí podemos observar como los desplazamientos elásticos para los dos últimos casos son los mismos, ya que coincidió el mismo punto antes de la fluencia aún y cuando las curvas de capacidad son muy distintas.

Por otro lado, la diferencia con respecto a la configuración deformada en la carga última, es importante en la pila 2 y en los centros del claro 2, lo que sugiere la necesidad de emplear una carga adaptable para lograr una distribución más parecida en caso de intensidades sísmicas elevadas.

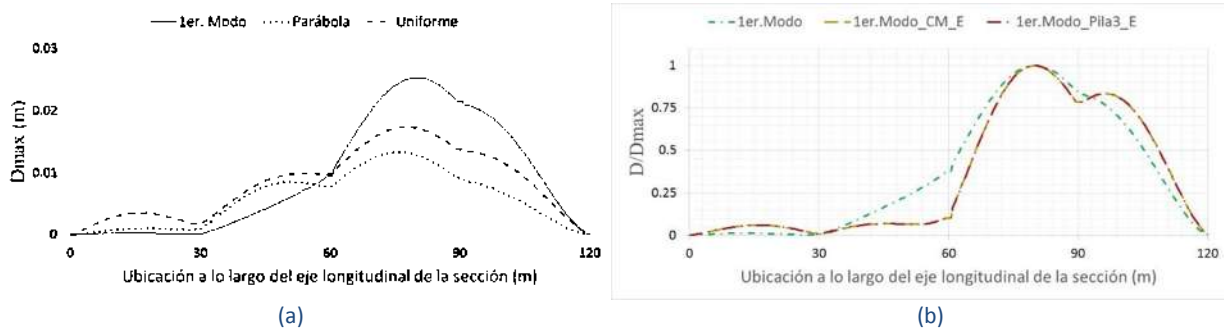


Figura 4.13 Desplazamientos del puente 1 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección: (a) desplazamientos últimos bajo tres configuraciones de intensidad de carga, (b) desplazamientos últimos y elásticos normalizados bajo carga equivalente al 1er. modo con puntos de control en el centro de masas y pila 3

En la Figura 4.14 se observan las relaciones entre los desplazamientos elásticos y últimos para configuraciones de intensidad de carga parabólica y uniforme respectivamente. De igual manera que sucedió en la configuración equivalente al primer modo, ambas deformadas elásticas son muy similares entre sí y además en las pilas 1 y 3 podrían decirse que las relaciones normalizadas son muy parecidas a los desplazamientos últimos. Sin embargo, los desplazamientos de la pila 2 se modifican sustancialmente según el nivel de intensidad sísmica que se aplique al puente.

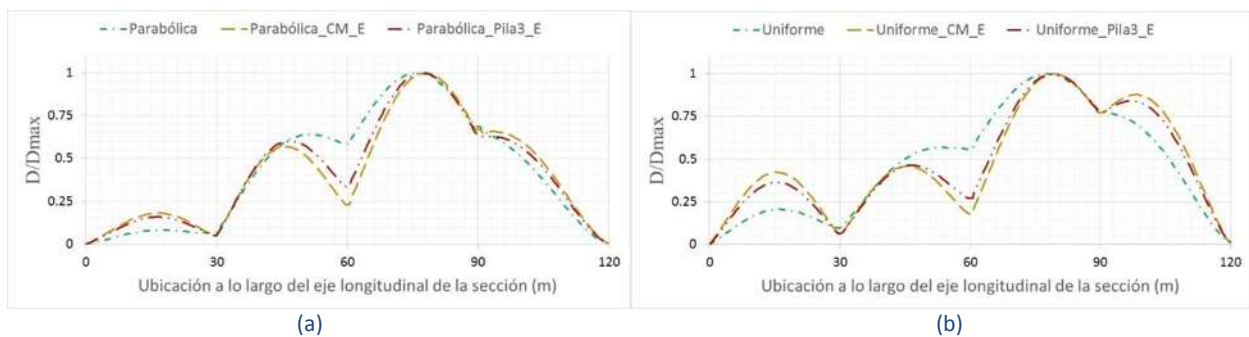


Figura 4.14 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados del puente 1 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección con puntos de control en el centro de masas y pila 3, (a) bajo carga parabólica (b) bajo carga uniforme

En la Figura 4.15 se observa la distribución de fuerzas cortantes en las pilas y se aprecia claramente las diferencias en la distribución del cortante basal con los tres tipos de carga. La mayor variación se presenta en la pila 1 que es 374% mayor cuando se utiliza una carga uniforme con respecto a la carga similar al primer modo. En contraparte, en la pila 2, donde se presenta la falla, las variaciones son cercanas al 16%. Es interesante notar que en el caso de la pila 3, la máxima fuerza cortante se produce con la carga

correspondiente al primer modo de vibrar, a diferencia de lo que sucede en las otras dos pilas, que se ven más afectadas al considerar una carga uniforme.



Figura 4.15 Fuerza cortante basal en pilas del puente 1 para los modelos con las combinaciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme

Puente 2

Como se observa en la Tabla 4.1, el puente 2 se creó con elementos finitos de 0.25 metros a diferencia de los 0.35 metros utilizados en el puente 1. Este cambio en la geometría causó un gran consumo de recursos, principalmente tiempo, y debido a esto no fue posible realizar el tercer modelo del puente 2. Los tiempos aproximados rondaban en 100 horas por análisis sin garantía de una correcta convergencia.

Las curvas de capacidad obtenidas para las configuraciones de carga parabólica y uniforme se muestran en la Figura 4.16 (a). Estos modelos muestran una gran ductilidad para ambas configuraciones de carga con punto de control en la pila 3, debido a su gran flexibilidad y ductilidad, ya que trabaja principalmente a flexión. Por otro lado vemos un comportamiento más frágil cuando se elige el centro de masas como punto de control, ligado en este caso a la rigidez de la pila 2, y a que trabaja principalmente a cortante (debido a las dimensiones de su sección transversal y su altura).

La capacidad última del sistema depende del tipo de carga aplicada más que del punto de control. Cuando se utiliza la carga uniforme se obtiene una capacidad alrededor del 43% mayor que al aplicar la carga parabólica. Los desplazamientos si se ven afectados tanto por la elección del punto de control como por la configuración de carga aplicada, teniendo mayores desplazamientos cuando se aplica una configuración de carga uniforme. Las rigideces iniciales no varían con la elección del punto de control aunque si son considerablemente sensibles a la configuración de carga aplicada. En la Figura 4.16 (b) se muestran la deformada del tablero para la capacidad última. Como era de esperarse se tienen mayores desplazamientos para la configuración de intensidad de carga uniforme. La mayor variación se presenta

en la zona cercana a la pila 3 (alrededor de 61%) y en los claros cercanos a los estribos. Las menores variaciones se presentan sobre las pilas 1 y 2 siendo prácticamente nulas.

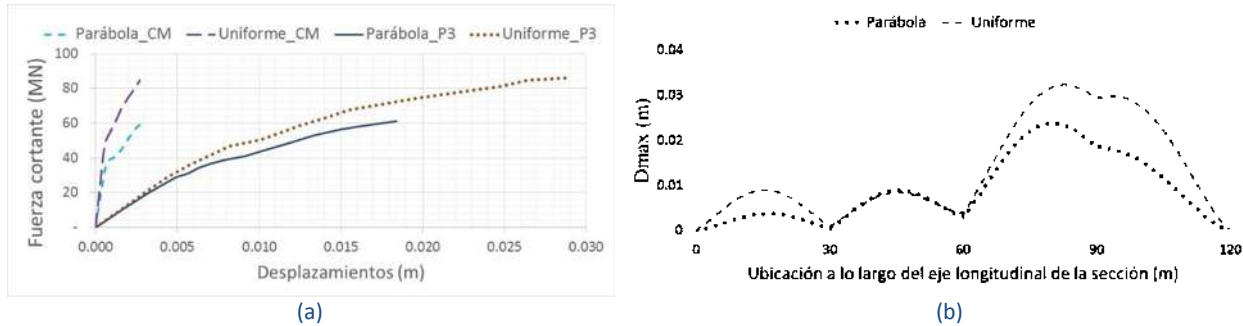


Figura 4.16 (a) Curvas de capacidad para el puente 2 bajo configuraciones de carga parabólica y uniforme con el punto de control al centro de masas y sobre la pila 3, (b) desplazamientos últimos bajo carga parabólica y uniforme del puente 2 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección

A diferencia del puente 1, donde no se tuvieron puntos de fluencia bien definidos en este caso su identificación es más clara, resultando el mismo punto para las curvas con la misma configuración de carga y distintos puntos de control. Por lo anterior, los desplazamientos elásticos normalizados serán los mismos para la misma configuración de carga y distinto punto de control. En la Figura 4.17 (a) se tienen los desplazamientos últimos y elásticos normalizados para la configuración de carga parabólica. De manera muy clara se aprecia que la falla sucede en la pila 2 debido a la gran diferencia de desplazamientos normalizados con respecto a los elásticos (75%). En la pila 3 también se tiene una variación importante sin embargo no es tan importante debida a su ductilidad. Por otro lado se observa que los desplazamientos últimos normalizados en la pila 1 no varían con respecto a los elásticos.

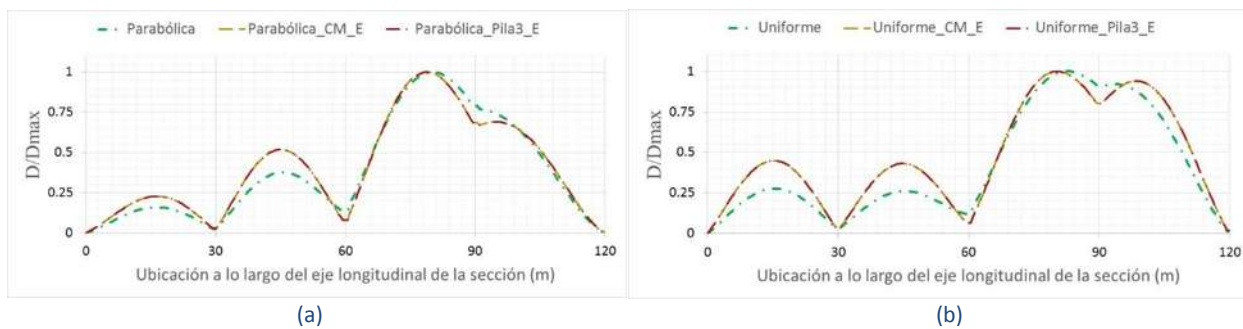


Figura 4.17 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados del puente 2 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) bajo carga parabólica, (b) bajo carga uniforme

En la Figura 4.17 (b) se aprecian los correspondientes a la carga uniforme. Al igual que sucede con la carga parabólica, los desplazamientos en la pila 2 varían significativamente con respecto a los elásticos

(71%). Con respecto a las pilas 1 la relación se mantiene prácticamente sin cambio entre los últimos y los elásticos.

Finalmente la distribución de fuerza cortante en las pilas se observa en la Figura 4.18. Podemos apreciar variaciones de hasta un 28% en los cortantes (sobre la pila 1). Además se observa que para las pilas 1 y 3 se obtiene mayor fuerza cortante cuando se elige una configuración de carga uniforme, a diferencia de lo que sucede en la pila 2, donde la fuerza es prácticamente la misma. Observando las distribuciones de fuerzas cortante se aprecia que los cortantes mayores en las pilas se obtuvieron con la configuración de carga uniforme, a excepción de la pila 2. La fuerza cortante mayor se tuvo sobre la pila 2 justo donde se presentó la falla.

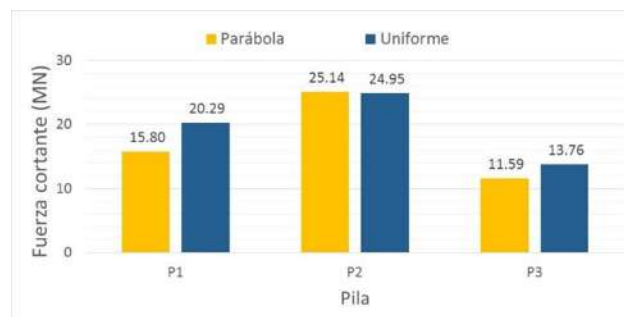


Figura 4.18 Fuerza cortante basal en pilas del puente 2 para los modelos con las combinaciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme

Puente 3

En el puente tres se aplicaron las tres configuraciones de carga antes mencionadas, sin embargo, la capacidad última del sistema se obtuvo solamente para las configuraciones parabólica y uniforme; en el caso de la carga equivalente equivalente al primer modo, se rebasó el punto de fluencia de la estructura pero no se tiene la certeza de que el último punto registrado en el análisis pertenezca a la capacidad última. En la Figura 4.19 (a) se observan las curvas de capacidad obtenidas con las distintas configuraciones. Para los casos en los que se alcanzó su capacidad última se tiene un punto previo en el que existe una transferencia de esfuerzos entre el concreto en la base de las pilas y el acero en el mismo sitio lo que ocasiona un gran desplazamiento en la estructura. Este desplazamiento es irreal ya que para alcanzarlo alguna o varias de las pilas fallan previamente tal como se comenta posteriormente.

Como se parecía en la Figura 4.19 (a) la variación del cortante final entre el mayor (uniforme) y el menor (parabólica) es del 31.6% y de la misma manera que los puentes 1 y 2 las curvas de capacidad son

distintas en todos los casos, variando significativamente su rigidez inicial para la mayoría. Por otro lado si se observa los puntos previos a la falla, es decir donde se presentan los cambios bruscos de rigidez y los comparamos entre sí, vemos que las mayores diferencias en los desplazamientos se presentan cuando se elige una carga equivalente al primer modo con punto de control en la pila 3 (desplazamiento máximo) y una configuración de carga uniforme con punto de control en el centro de masas (desplazamiento mínimo) aumentando un 79.8%.

En la Figura 4.19 (b) se muestran los desplazamientos en el tablero para los tres casos de carga en el instante donde se tiene un cambio brusco de rigidez. Para los casos de carga parabólico y uniforme tienen una configuración muy similar aunque con variaciones del 27% sobre la pila 2. Para la configuración equivalente al primer modo se aprecia una deformada muy distinta a las obtenidas para las cargas parabólica y uniforme. En este caso los desplazamientos mayores se presentan en el tablero entre la pila 2 y 3. Por otro lado se aprecia que los desplazamientos para la configuración de carga equivalente al primer modo son muy similares a la configuración de la carga, es decir, a mayor intensidad de carga aplicada mayor desplazamiento. Finalmente vemos que la diferencia entre elegir una configuración de carga equivalente al primer modo (máximos desplazamientos en la mayoría de los puntos) y una configuración uniforme (menores desplazamientos en la mayoría de los puntos) implica un aumento de 75% en los desplazamientos finales

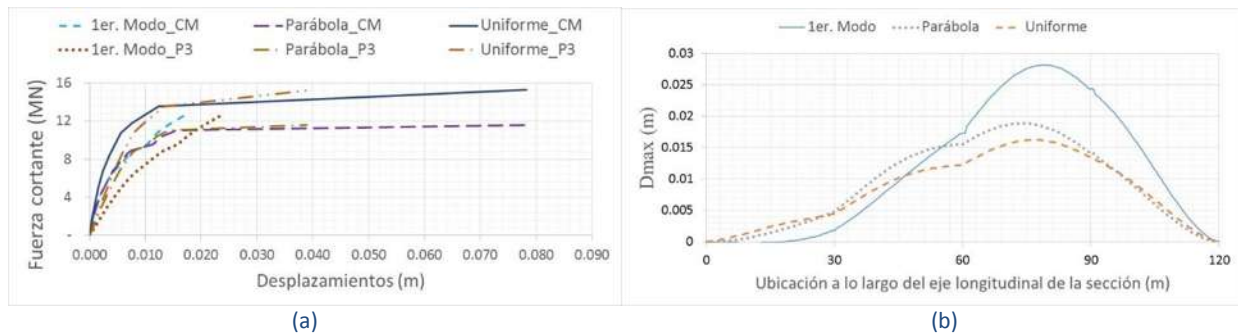


Figura 4.19 (a) Curvas de capacidad para el puente 3 bajo configuraciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme con punto de control al centro de masas y sobre la pila 3, (b) desplazamientos últimos bajo los tres tipos de carga, en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección

En la Figura 4.25 (a) se muestra el estado de daño de las pilas previo a la falla y las flechas señalan la zona de las columnas en que se ha presentado una falla a compresión las cuales son mostradas en color azul al pie de las columnas 1 y 2. En la Figura 4.25 (b) es el estado posterior a la falla de la misma manera las flechas señalan la zona donde se ha presentado una falla a compresión pero en este caso mostradas en color blanco. Como se aprecia, el crecimiento de la zona de falla a compresión se presenta en toda la

sección transversal y en un porcentaje alto de la longitud de la columna, esto nos indica que esos elementos ya no tienen ninguna aportación estructural.

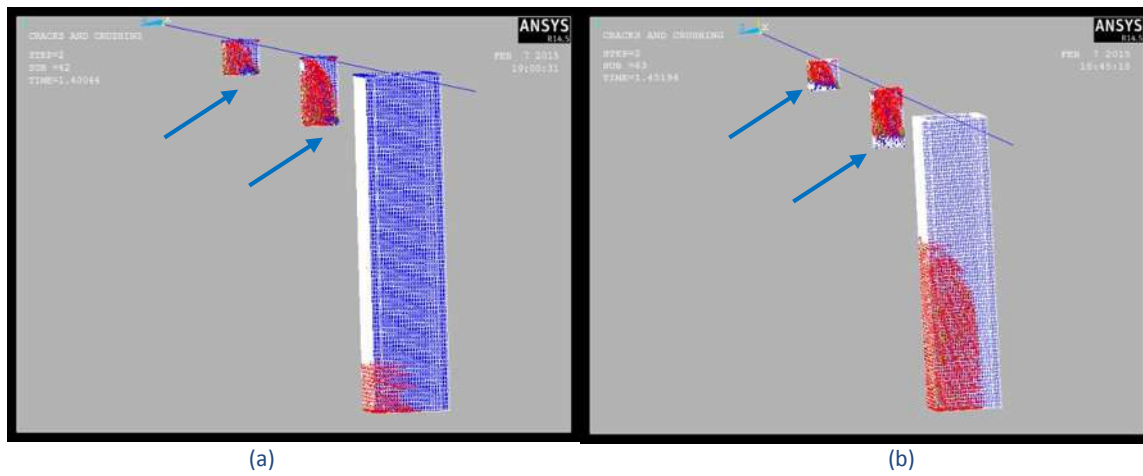


Figura 4.20 (a) Daño en las pilas del puente 3 para los dos últimos puntos registrados. (a) Previo a la falla, (b) posterior a la falla (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

En la Figura 4.21 se observa el patrón de agrietamiento posterior a la falla, último punto de la curva de capacidad mostrada en la Figura 4.19 (a), bajo una configuración de carga uniforme, con la carga aplicada en el sentido de la flecha. Se tienen varias zonas con distintos tipos de falla, el óvalo vertical nos muestra una zona donde las grietas son horizontales, lo que nos indica una zona de agrietamiento por flexión; el rectángulo en la parte superior, nos muestra la zona donde las grietas son claramente por fuerza cortante pues tienen una inclinación cercana a los 45° ; el óvalo inclinado encierra una zona de transición de grietas inclinadas hasta las grietas verticales debidas a la compresión. En la zona central de la pila se presentan grietas en distintos planos: los primeros agrietamientos se dibujan en color rojo; las grietas en el segundo plano de falla se muestran en color verde; y finalmente las grietas en el tercer plano de falla del mismo elemento se muestran en color azul, de aquí que se pueda deducir el gran daño en la pila en todas direcciones. El óvalo horizontal nos muestra una zona donde las grietas a compresión están muy extendidas en la base de la columna, por lo que se considera que el elemento ha perdido su capacidad de carga vertical. En el paso previo de carga, esta zona sólo aparece en una parte reducida de la base de la columna, región color azul de la Figura 4.20(a).

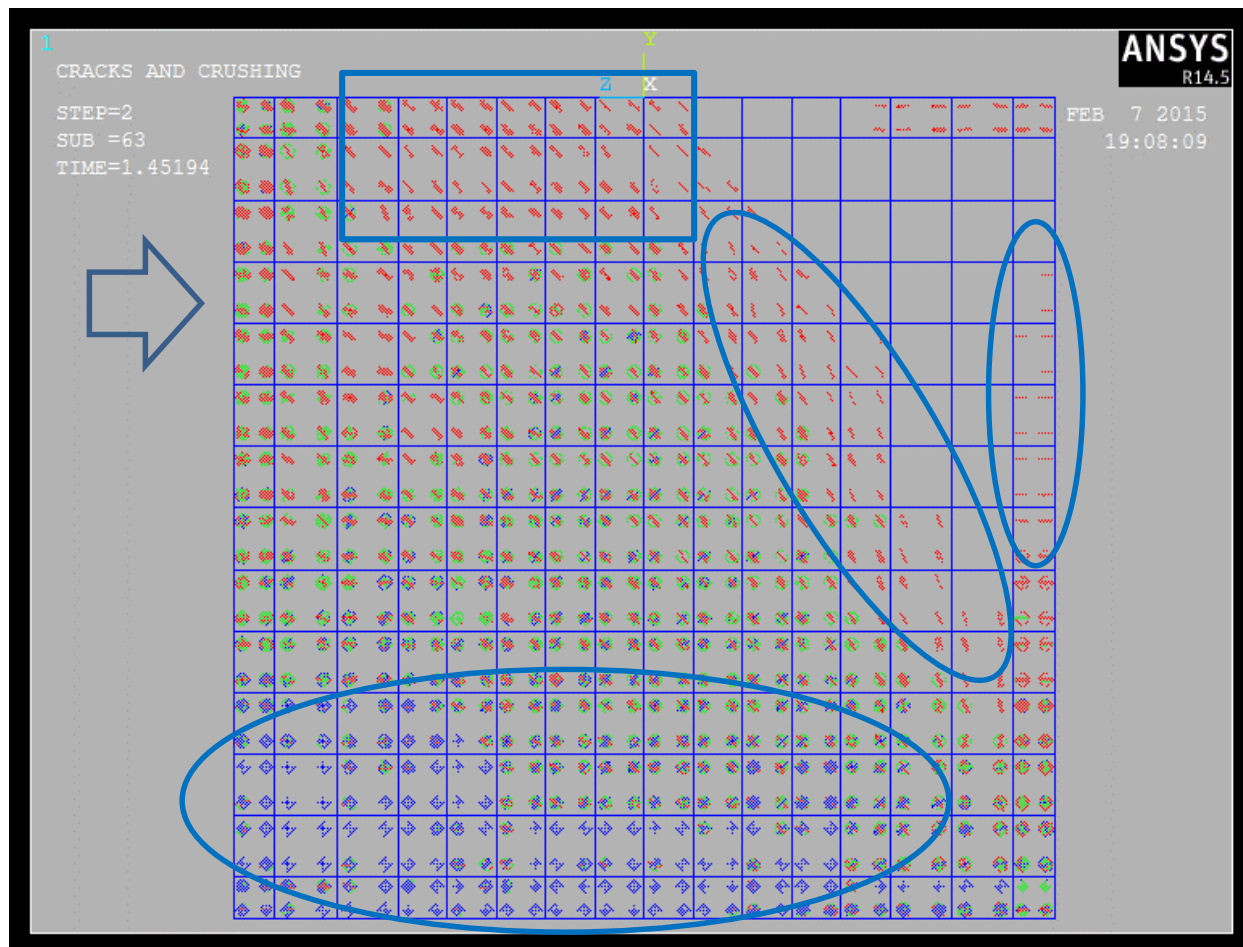


Figura 4.21 Patrón de agrietamiento en la pila 1 posterior a la falla en el puente 3 bajo una configuración de carga uniforme (Figura tomada del programa ANSYS 14.5)

La Figura 4.22 (a) muestra la variación de la deformada entre los desplazamientos últimos (en el instante donde se tiene un cambio brusco de rigidez) y elásticos para la configuración de carga equivalente al primer modo. Existe mucha similitud entre ambos aunque las mayores diferencias se presentaron en la zona cercana a la pila 2, que es donde se presenta la falla. En la pila 1 se aprecia una ligera variación, lo que nos indica que esta pila se encuentra en un estado de daño avanzado. En la Figura 4.22 (b) y Figura 4.23 (a) se observan las variaciones para configuración de carga parabólica y uniforme respectivamente. Para ambos casos se aprecia claramente que la falla se presentó en la pila 1 y 2 pues se tienen variaciones con respecto a la deformada elástica de: 73% y 100% para la pila 1; 15% y 25% para la pila 2 con carga parabólica y uniforme respectivamente. En forma general se puede concluir que los cambios en las configuraciones deformadas cuando la intensidad de carga es cercana a la falla y cuando se tiene un comportamiento elástico, es semejante en todos los tipos de carga, con variaciones menores en los alrededores de la pila 2.

La distribución de la fuerza cortante se muestra en la Figura 4.23 (b), la cual muestra una distribución muy similar entre las distintas configuraciones de carga. Los cortantes mayores en las pilas 2 y 3 se obtienen con una configuración de carga equivalente al primer modo, contrario a lo que sucede en la pila 1 donde la mayor de la fuerza cortante se obtiene con la carga uniforme, y la menor con la carga equivalente al primer modo.

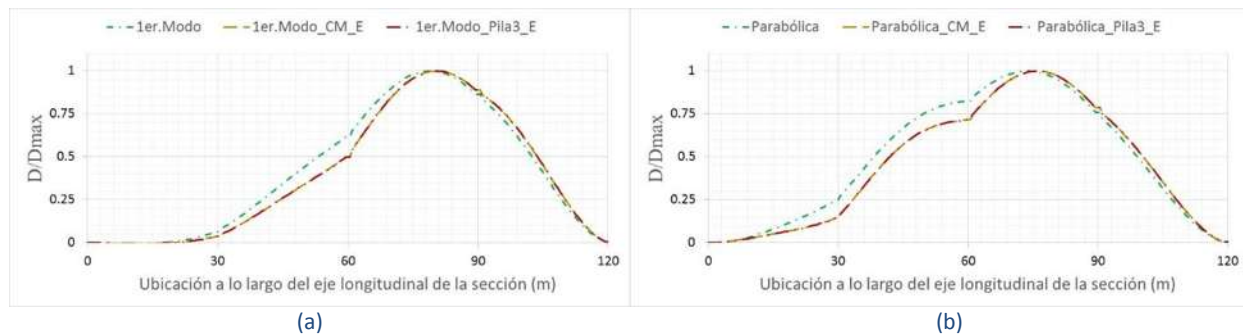


Figura 4.22 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados del puente 3 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) bajo carga equivalente al 1er. modo, (b) bajo carga parabólica

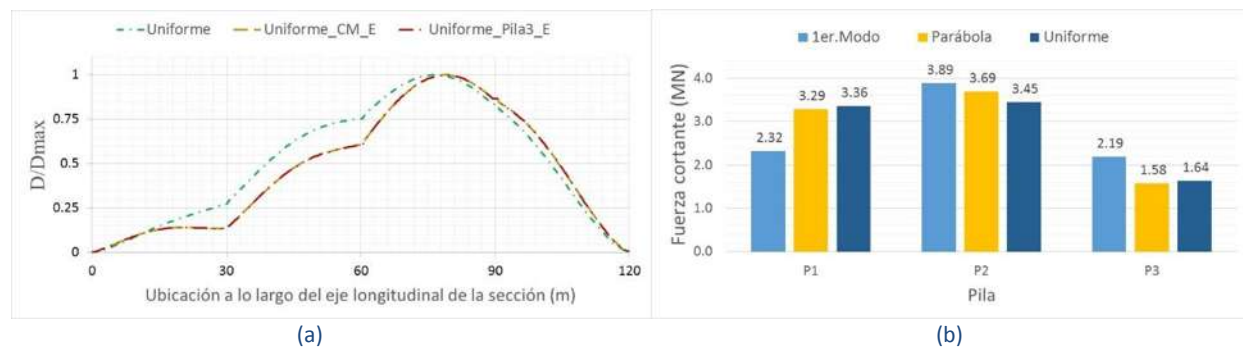


Figura 4.23 (a) Desplazamientos último y elásticos normalizados del puente 3 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3 bajo carga uniforme, (b) fuerza cortante basal en pilas del puente 3 para los modelos con las combinaciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme

Puente 4

El modelo para el puente 4 se realizó con elementos finitos de 0.25 metros para configuraciones de carga uniforme y parabólica. Para el caso de carga equivalente al primer modo, se realizó un primer análisis con elementos de 0.25 metros, sin embargo, al no alcanzar su capacidad última se consideró en disminuir el delta mínimo con respecto al primer análisis, y considerando el gran tiempo consumido, se decidió aumentar el tamaño de los elementos finitos a 0.35 metros. También se decidió utilizar la función “stabilization” para ayudar en la convergencia. Se realizaron varios análisis variando el valor de 0.000001

hasta 0.05 sin poder alcanzar la capacidad última. Debido a lo anterior se decidió no seguir aumentando el valor de estabilización ya que el sólo hecho de utilizar la función, modifica el resultado real, y por ende, utilizar valores mayores, aleja cada vez más el resultado del real (Tabla 4.1).

Las curvas de capacidad obtenidas para estos modelos se muestran en la Figura 4.24 (a). Se observan tres trayectorias de las curvas de capacidad: la de mayor rigidez es la correspondiente a la carga uniforme con punto de control en la pila 3; las de menor rigidez corresponden a las obtenidas mediante una carga parabólica con puntos de control en el centro de masas y con la carga equivalente al primer modo con punto de control en la pila 3; y el resto de las curvas se presentan sobre la misma trayectoria. Se observa que la capacidad última no se ve afectada por elegir entre una configuración de carga uniforme y una parabólica y sin poder determinar si sucederá lo mismo para el caso de carga equivalente al primer modo ya que no se llegó a obtener la capacidad última con esta configuración de carga. A diferencia de la fuerza cortante, los desplazamientos varían significativamente entre las tres trayectorias de curvas de capacidad mencionadas. El desplazamiento mayor se obtiene para la configuración parabólica con punto de control en el centro de masas y la menor con carga uniforme y punto de control en la pila 3, teniendo una diferencia del 176%.

Los desplazamientos del tablero, a lo largo del eje longitudinal para la capacidad última del puente se muestran en la Figura 4.24 (b). Para este caso se puede apreciar muy claramente como las deformadas ya comienzan a ser muy similares entre sí aunque con valores claramente muy distintos. La deformada del tablero comienza a tomar una forma parabólica para todos los casos, dándonos como resultado máximos desplazamientos en el centro de masas (pila 2). Los máximos desplazamientos para todos los puntos del eje longitudinal se obtienen cuando se aplica una configuración de carga parabólica.

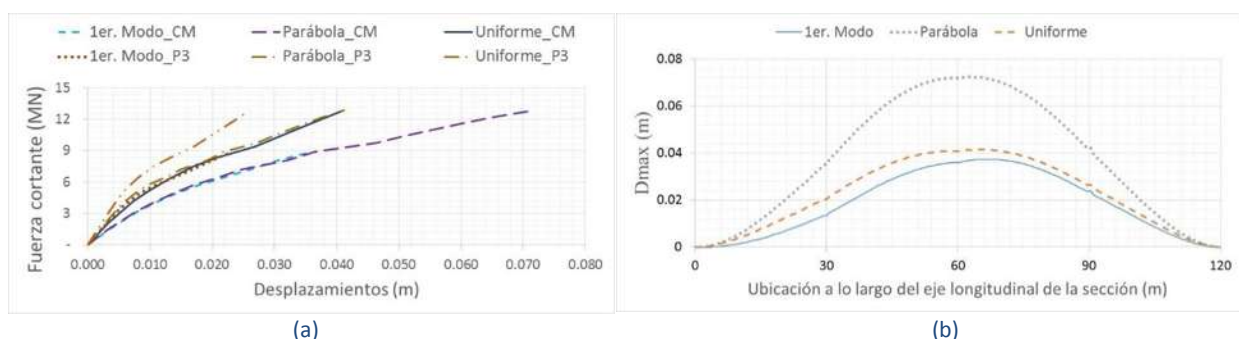


Figura 4.24 (a) Curvas de capacidad para el puente 4 bajo configuraciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica, y uniforme y punto de control al centro de masas y sobre la pila 3, (b) desplazamientos últimos bajo las tres cargas, en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección

Los desplazamientos últimos y elásticos normalizados, obtenidos para las configuraciones de carga equivalente al primer modo, parabólica y uniforme, se presentan en la Figura 4.25(a), (b) y Figura 4.26(a) respectivamente. Como se puede observar se tiene una gran similitud entre ellas, con desplazamientos últimos mayores en las zonas cercanas a la pila 1, lo que nos indica que la falla se presenta en esta pila.

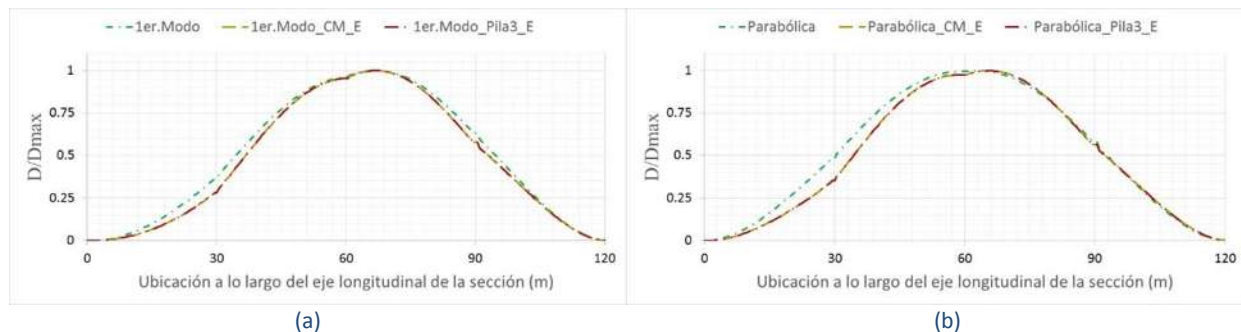


Figura 4.25 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados del puente 4 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) bajo carga equivalente al 1er. modo, (b) bajo carga parabólica

Finalmente la distribución de la fuerza cortante en las pilas se muestra en la Figura 4.26 (b) con una distribución de fueras cortantes muy similar para los tres casos variando sólo la intensidad de las fuerzas en cada uno. La mayor fuerza cortante en las tres pilas se obtiene cuando se aplica una configuración de intensidad de carga parabólica. Debido a que no se tiene la certeza de que los cortantes obtenidos para la configuración de carga equivalente al primer modo sean los últimos, no pueden ser comparados en intensidad con los otros dos casos. Por lo anterior se tiene que las variaciones del cortante en cada pila entre las dos configuraciones de carga aplicadas varían un 9, 6 y 17% (para la pila 1, 2 y 3 respectivamente) con respecto a la fuerza cortante menor de cada pila.

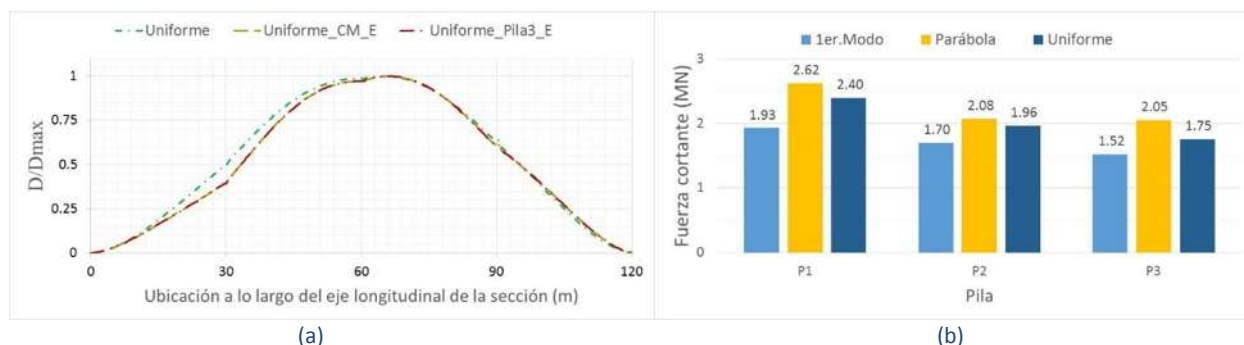


Figura 4.26 (a) Desplazamientos último y elásticos normalizados del puente 4 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3 bajo carga uniforme, (b) fuerza cortante basal en pilas del puente 4 para los modelos con las combinaciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme

Puente 5

Los modelos creados para el puente 5 son significativamente distintos según muestra la Tabla 4.1. Al igual que en el puente 4 los modelos cargados con configuraciones parabólica y uniforme, fueron creados con elementos de tamaño máximo igual a 0.25 metros, y para el modelo cargado con una configuración equivalente al primer modo se utilizaron elementos con tamaño máximo de 0.35 metros. Para los modelos con carga parabólica y equivalente al primer modo se utilizó la curva esfuerzo deformación del concreto simple. Además en el modelo cargado con carga equivalente al primer modo se utilizó la función de estabilización con un valor de 0.01 sin alcanzar tampoco la capacidad última del puente.

En la Figura 4.27 (a) se muestran las importantes variaciones en la fuerza cortante basal y desplazamiento monitoreado. La mayor capacidad de fuerza cortante se tiene cuando se elige una configuración de carga uniforme variando con respecto a la obtenida con una configuración de carga parabólica en un 52%. Los desplazamientos varían en un 100% entre los obtenidos con la configuración de carga uniforme y punto de control en el centro de masas y la configuración parabólica y punto de control en la pila 3. Finalmente podemos apreciar que las curvas de capacidad obtenidas con una configuración parabólica y equivalente al primer modo son muy similares entre sí, sin embargo no nos permite comparar las capacidades obtenidas con una y otra debido al problema de convergencia del modelo cargado con carga equivalente al primer modo.

La Figura 4.27 (b) nos muestra los desplazamientos últimos en el eje longitudinal de la sección transversal obtenidos con las tres configuraciones de carga. Las diferencias entre los obtenidos con una configuración de carga parabólica y uniforme varían un 14% en los puntos máximos, sin embargo los desplazamientos en los tercios inicial y final de la longitud del puente son prácticamente los mismos para ambas curvas. Por otro lado vemos que las tres curvas son cada vez más similares entre sí, debido a que los modelos comienzan a ser más regulares en su geometría y/o a que la falla es claramente a flexión, a diferencia de los casos anteriores donde estaban más regidas por una falla cortante o una combinación de fallas como se mostró en la Figura 4.21.

En la Figura 4.28 y Figura 4.29(a) se muestran las configuraciones deformadas normalizadas para desplazamientos últimos y elásticos obtenidas para los tres casos de carga. En las tres figuras se aprecia una variación nula, lo que nos indica que la deformada no se modifica durante la trayectoria desde el inicio de la carga hasta su capacidad última.

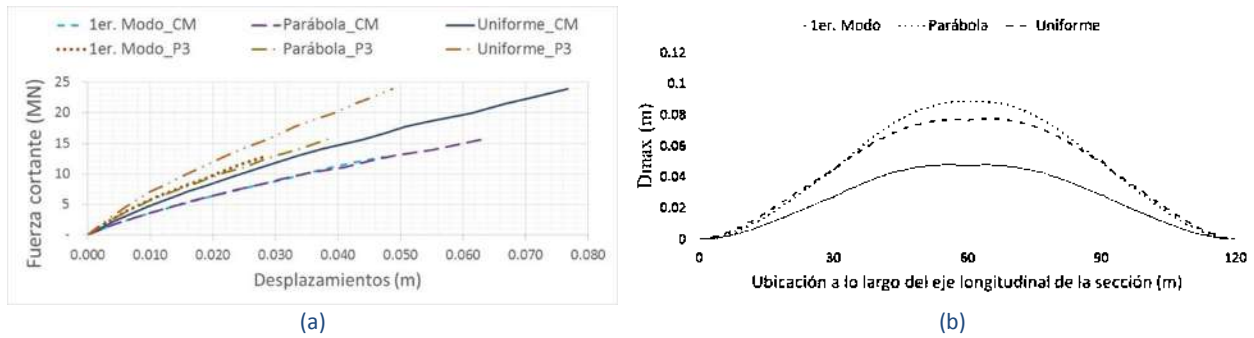


Figura 4.27 (a) Curvas de capacidad para el puente 5 bajo configuraciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme con punto de control al centro de masas y sobre la pila 3, (b) desplazamientos últimos bajo los tres tipos de carga, en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección

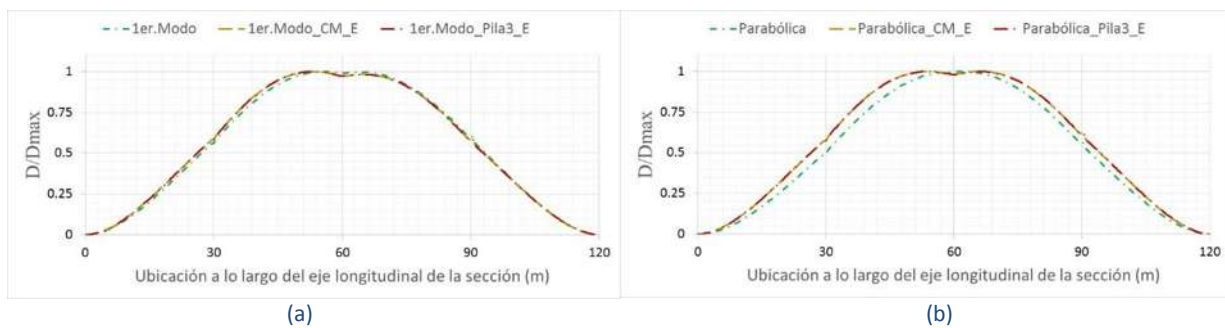


Figura 4.28 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados del puente 5 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) bajo carga equivalente al 1er. modo, (b) bajo carga parabólica

La distribución de la fuerza cortante en las pilas se muestra en la Figura 4.29 (b) observándose una distribución muy similar para los tres tipos de configuración de carga, cambiando sólo en intensidad de carga que se presenta en cada pila. A diferencia del puente 4 donde el cortante máximo se obtuvo con una carga parabólica, en este caso se presentó con una carga uniforme, además, que el cortante máximo se presentó en la pila 2.

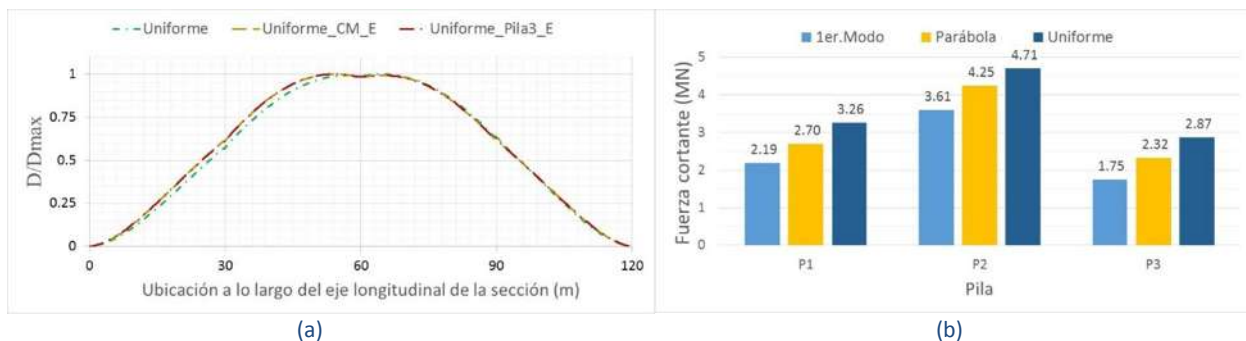


Figura 4.29 (a) Desplazamientos último y elásticos normalizados del puente 5 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3 bajo carga uniforme, (b) fuerza cortante basal en pilas del puente 5 para los modelos con las combinaciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme

Puente 6

Los modelos utilizados en el puente 6 fueron creados con un tamaño máximo de elemento finito igual a 0.50 metros. En la Tabla 4.1 se menciona que los modelos cargados con configuración de carga parabólica y equivalente al primer modo se utilizó una curva esfuerzo-deformación del concreto simple. Los análisis obtenidos para los modelos con configuración de carga parabólica y equivalente al primer modo no pudieron ser llevados hasta su capacidad última aun y cuando se aumentó significativamente el delta mínimo hasta $F/16,000$ (siendo F) la carga total aplicada al puente.

Las curvas de capacidad obtenidas se muestran en la Figura 4.30 (a) donde podemos observar claramente una diferencia significativa para la configuración de carga con punto de control en el centro de masas y en la pila 3. Cabe recordar en este momento, que la elección del punto de monitoreo es importante pues los métodos de análisis estático no lineal requieren de la selección de un punto de control de los desplazamientos. Como los modelos de los otros puentes, los desplazamientos monitoreados cambian en gran medida siendo un 78% mayor si se elige como punto de control el centro de masa del tablero y se aplica una carga incremental uniforme, con respecto al caso de carga parabólica con punto de control en la pila 3. Esta situación es una llamada de atención importante para el uso de los métodos de análisis estático no lineal. Por otro lado, los puntos de fluencia se perciben claramente al inicio de la curva de capacidad, y se obtuvo una gran ductilidad de desplazamiento, incluso para los casos en los que no se alcanzó la capacidad última del puente.

Los desplazamientos en el eje longitudinal de la sección obtenidos para los tres casos se muestran en la Figura 4.30 (b) donde se observa que, al igual que en los puentes 4 y 5, las deformadas se parecen a una parábola en todos los casos. En este puente sólo se alcanzó su capacidad última cuando se aplicó una configuración de carga uniforme, por lo que la comparación de los desplazamientos no es apropiada.

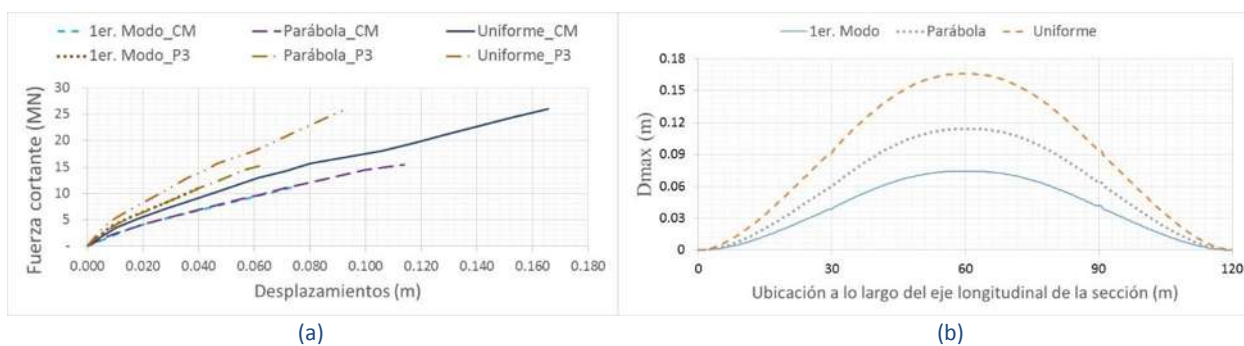


Figura 4.30 (a) Curvas de capacidad para el puente 6 bajo configuraciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme con punto de control al centro de masas y sobre la pila 3, (b) desplazamientos últimos bajo los tres tipos de carga, en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección

Finalmente la Figura 4.31 y Figura 4.32 (a) nos muestran las deformadas elásticas e inelásticas normalizadas para las tres configuraciones de carga aplicadas. Se observa que la configuración deformada es prácticamente la misma lo que significa que al variar la intensidad de carga, la distribución de la demanda entre los elementos es muy semejante. En la Figura 4.32 (b) se muestra la distribución de cortante entre las pilas, debido a la mayor regularidad de este puente con respecto a los casos anteriores, la fuerza cortante máxima se obtuvo en la pila 3, al aplicar una configuración de carga uniforme. La distribución de la fuerza cortante en las pilas depende del tipo de carga aplicada y del punto de control de los desplazamientos, por ejemplo: para una configuración de carga equivalente al 1er. modo, el mayor cortante se presenta en la pila 1 a diferencia de la configuración de carga uniforme la cual presenta el mayor cortante en la pila 3, al considerar la configuración de carga parabólica la distribución de la demanda de cortante entre las pilas es casi uniforme, con una diferencia del 9% entre la mayor y la menor. Nuevamente se observa la importancia del tipo de carga en la distribución de los cortantes entre las pilas.

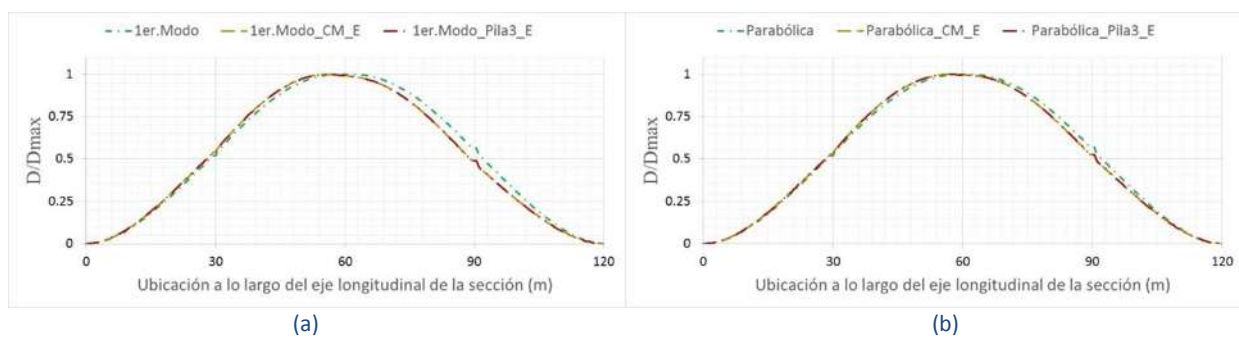


Figura 4.31 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados del puente 6 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) bajo carga equivalente al 1er. modo, (b) bajo carga parabólica

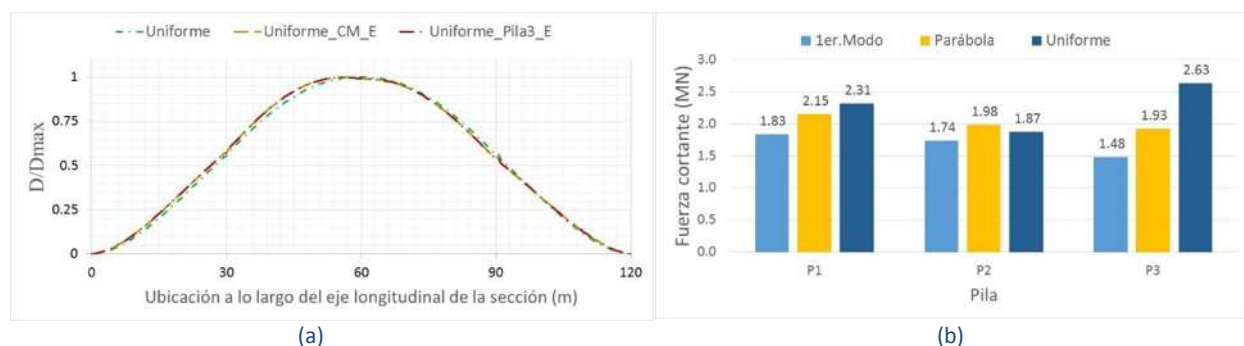


Figura 4.32 (a) Desplazamientos último y elásticos normalizados del puente 6 en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, con puntos de control en el centro de masas y pila 3 bajo carga uniforme, (b) fuerza cortante basal en pilas del puente 6 para los modelos con las combinaciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme

Puentes 7 y 8

A continuación se describen los resultados obtenidos para los puentes 7 y 8 en forma conjunta debido a que las conclusiones que se derivan de los análisis son muy similares. Los parámetros utilizados en el análisis también son casi los mismos, pues sólo cambia el valor de la función “stabilization”, con un valor relativamente pequeño ($1.0E^{-3}$) aunque no el sugerido por el programa ($1.0E^{-7}$). Los elementos finitos tienen un tamaño máximo de 0.50 metros aunque, como ya se mencionó anteriormente, en ocasiones el programa los ajusta a las condiciones geométricas del modelo.

Las curvas de capacidad se aprecian en la Figura 4.33 para ambos puentes. A pesar de la similitud en las curvas, el punto de fluencia se identifica más claramente en el puente 7. Para ambos casos la mayor capacidad se obtuvo con una configuración de carga uniforme independientemente del punto de control elegido. La menor capacidad se presentó con la configuración de carga parabólica y la equivalente al primer modo con punto de control en la pila 3. Las variaciones entre la mayor y la menor representan un 31% y 45% para el puente 7 y 8 respectivamente. Sin embargo las diferencias se hacen más visibles en los desplazamientos y por ende en las ductilidades de desplazamiento. Se observa que la diferencia entre el mayor y el menor desplazamiento es del 70% y 100% para el puente 7 y 8 respectivamente. Las diferencias obtenidas muestran nuevamente la importancia de los parámetros que se utilizan en el análisis estático no lineal.

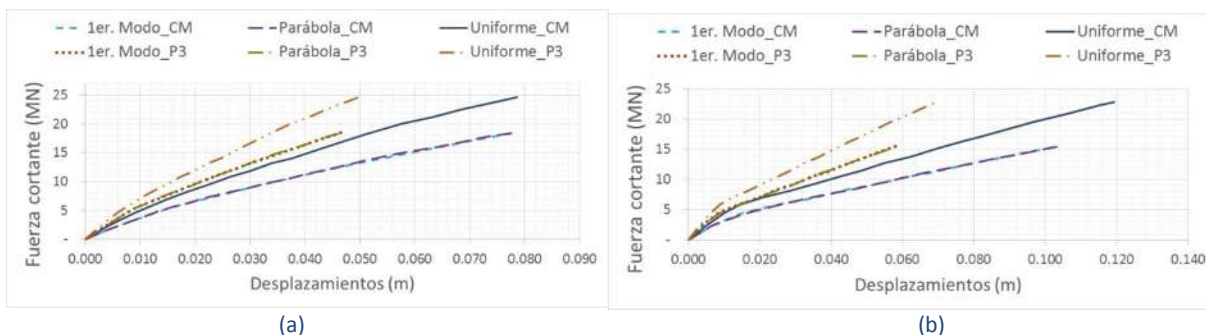


Figura 4.33 Curvas de capacidad bajo configuraciones de carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme con punto de control al centro de masas y sobre la pila 3, (a) puente 7 (b) puente 8

En la Figura 4.34 se muestran los desplazamientos últimos para ambos puentes. En la figura (a) se observa la similitud que existe en todos los casos para el puente 7, indicándonos que la configuración de la carga o elección del punto de control es irrelevante. En la figura (b) se observan los desplazamientos para el puente 8, sin embargo podemos apreciar un aumento cuando se elige una configuración de carga

uniforme en un 13% en su valor máximo, el cual se presenta en el centro de masas, disminuyendo conforme se acerquen a los estribos.

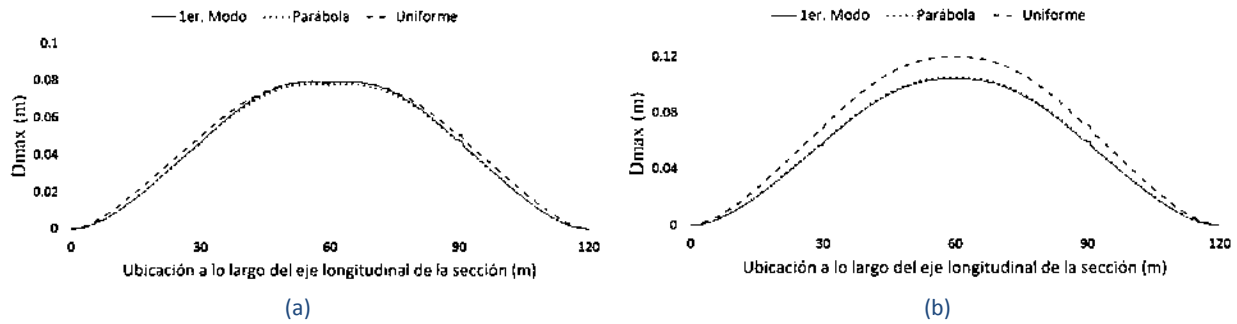


Figura 4.34 (a) Desplazamientos últimos en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) puente 7, (b) puente 8

Los desplazamientos elásticos y últimos normalizados para las tres configuraciones de carga en los puentes 7 y 8 se muestran en de la Figura 4.35 a la Figura 4.37. Para todos los casos podemos ver la similitud que existe entre la deformada de los desplazamientos elásticos y últimos. Se observa que existe una simetría total y una similitud a una forma parabólica. Lo anterior nos indica que la configuración de la deformada no se ve afectada por el tipo de carga aplicada al pasar del rango elástico al inelástico. A sí pues, una configuración de carga adaptable no es necesaria en estos casos.

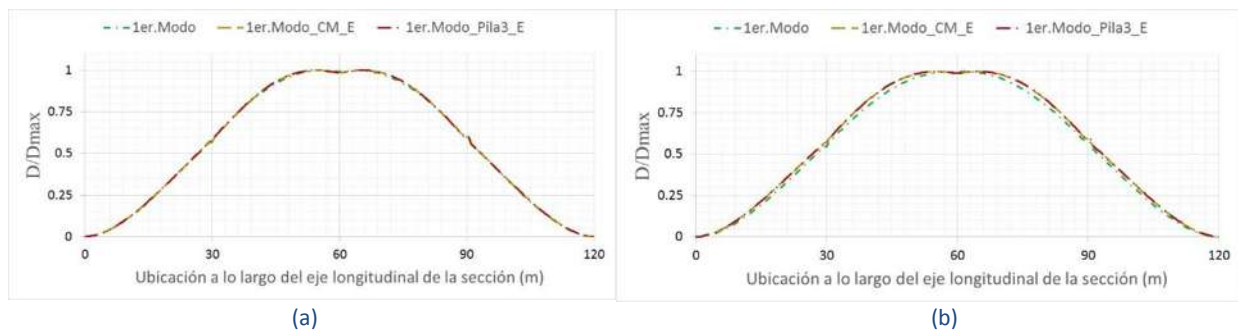


Figura 4.35 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga equivalente al 1er. modo con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) puente 7, (b) puente 8

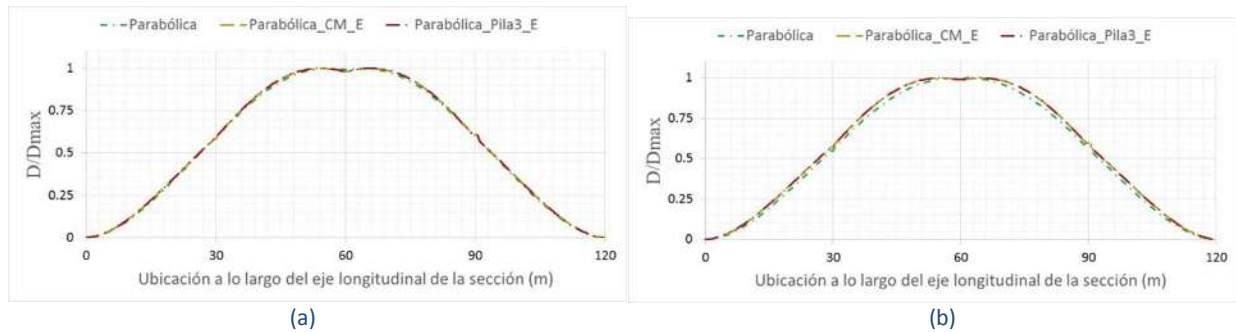


Figura 4.36 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga parabólica con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) puente 7, (b) puente 8

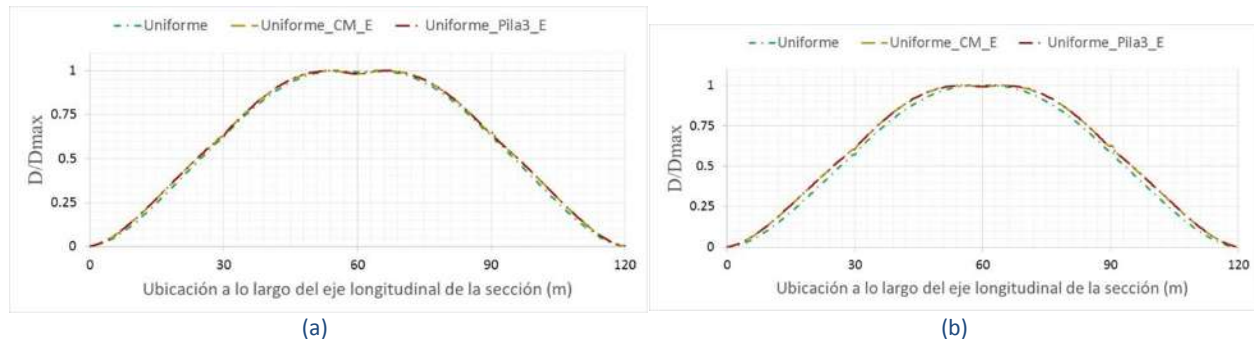


Figura 4.37 Desplazamientos últimos y elásticos normalizados en la parte inferior del tablero sobre el eje longitudinal de la sección, bajo carga uniforme con puntos de control en el centro de masas y pila 3: (a) puente 7, (b) puente 8

Las fuerzas cortantes en las pilas para ambos puentes se presentan en la Figura 4.38. Como se observa los cortantes máximos se presentan donde el desplazamiento es máximo, es decir, en el centro de masas. Vemos que para el puente 7, figura (a), las diferencias máximas (pilas 1 y 3) entre elegir una u otra configuración de carga es del 9% y para el puente 8 (pila 1 y 3) 16%. Para el caso del puente 7 se puede apreciar que el cortante máximo en todas las pilas no se obtiene con la misma configuración de carga, aunque en la pila central (donde se presenta la falla) el cortante máximo se obtiene mediante la configuración de carga equivalente al primer modo. Para el puente 8 los cortantes máximos se obtienen con una configuración de carga uniforme para todos los casos. Se puede concluir que la distribución de la fuerza cortante y su magnitud es prácticamente la misma independiente del tipo de carga aplicada.

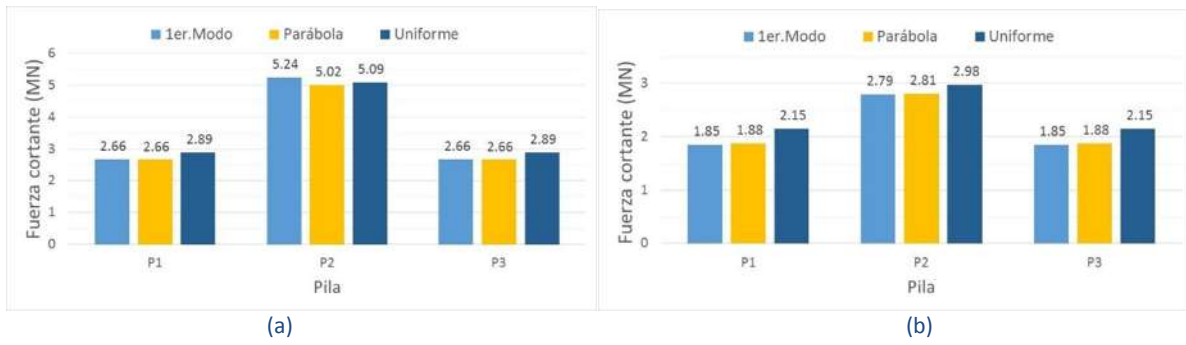


Figura 4.38 Fuerza cortante basal, bajo carga equivalente al 1er. modo, parabólica y uniforme: (a) puente 7, (b) puente 8

5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Antecedentes

En el capítulo primero de esta tesis se habló de la importancia que tienen los análisis sísmicos en las estructuras. Como es bien sabido, la manera más precisa que se tiene para conocer la respuesta de una estructura sometida a una demanda sísmica es el *análisis dinámico no lineal*. El método se basa en solucionar la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo. Estos análisis requieren de gran cantidad de recursos en el campo de la ingeniería, de cómputo y de tiempo, de aquí que sea una tarea muy compleja de realizar en los despachos de cálculo y por lo tanto la necesidad de tener herramientas alternativas de análisis.

El *Consejo de Tecnología Aplicada* del Estado de California (ATC por sus siglas en inglés) y la *Agencia Federal de Administración de Emergencias* de los Estados Unidos de Norteamérica (FEMA por sus siglas en inglés) presentaron por primera vez las publicaciones *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (ATC-40, noviembre 1996) y *Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* (FEMA-273, octubre 1997) respectivamente donde se proponía un nuevo método de análisis sísmico que permite realizarlo de manera rápida y sin la gran cantidad de recursos anteriormente mencionados. Posteriormente otros países comenzaron a realizar publicaciones de diversos métodos de análisis estáticos como el N2 incluido en la publicación *Design of structures for a earthquake resistance part.1: General rules, seismic actions and rules for buildings* (Eurocódigo 8, 2004) y retomando en la parte 2: *Bridges* (Eurocódigo 8, 2005).

Sin embargo estos métodos surgieron originalmente para el análisis de edificios, tal como las publicaciones anteriormente mencionadas lo señalan, originando que para puentes se requiera realizar algunas modificaciones para su aplicación. Entre las más importantes se encuentran la elección del punto de control y la configuración de carga aplicada. El ATC-40 menciona que debe monitorearse el “*roof displacement*” (desplazamientos de azotea) y menciona 5 distintas configuraciones de carga aunque hace énfasis en la correspondiente a una configuración de carga proporcional al producto de la masa de entepiso y la configuración del primer modo de vibrar. El FEMA-273 hace una elección del punto de control más específica considerando el “*center of mass at the roof of building*” (centro de masas en la azotea del edificio), mencionando que se deben aplicar al menos dos distribuciones de fuerza lateral. La primera, una distribución uniforme, y la segunda, una distribución en función de la participación modal de los principales modos. Finalmente el Eurocódigo 8, en su parte 2, hace referencia al punto de control en

el “centre of mass of the deformed deck” (centro de masas de la deformada del tablero) y menciona que al menos se deben aplicar las configuraciones de carga uniforme y proporcional al primer modo.

Desde las publicaciones mencionadas se ha estudiado el análisis estático no lineal para su aplicación en la práctica. Algunos de los aspectos estudiados son:

- Procedimientos para desarrollar el análisis estático no lineal (entre otros)
 - ATC-40
 - FEMA-273
 - EUROCÓDIGO 8
- Modelos de idealización de la estructura
 - Plasticidad concentrada
 - Curvas $M-\phi$

Sin embargo, hay parámetros que deben estudiarse más ampliamente pues los resultados obtenidos al cambiar algunos de ellos pueden tener variaciones muy importantes.

- Precisión del método de análisis
- Definición del punto de control
- Configuración de carga incremental
- Idealización de la curva

En los capítulos anteriores se analizaron las diferencias que existen entre elegir distinto punto de control y configuración de carga para el mismo puente con el mismo modelo de idealización del material. Ahora se compararán las diferencias que existen entre los puentes con distintos modelos de material así como la respuesta obtenida en los puentes con distintos tipos de fallas.

En el capítulo 3 y 4 se observaron los distintos comportamientos de los puentes. Los puentes 1, 2 tienen una notoria falla a cortante en las pilas 1 y 2. Los puentes 3, 4 y 5 tienen una combinación de fallas a cortante y flexión y los puentes 6, 7 y 8 presentan claramente su falla a flexión. De aquí que se elegirán 3 modelos para comparar los distintos comportamientos.

Para el caso de los puentes que presentan su falla claramente a cortante se elegirá el puente 1 debido a que los datos obtenidos con el ANSYS nos permiten un mejor análisis que el puente 2. En el caso de los puentes con combinaciones de falla se eligió un puente que no estuviera en la frontera entre fallas

plenamente a cortante o flexión, por lo que se optó por el puente 4. Finalmente para los casos de puentes con fallas a flexión se eligió el caso del puente 8 ya que este es totalmente regular, simétrico y se tiene la información completa para todos los casos analizados.

5.2 Curvas de capacidad

En la Figura 5.1 se muestran las curvas de capacidad para los puentes 1, 4 y 8 bajo carga uniforme y puntos de control en el centro de masas y pila 3 para los modelos de plasticidad concentrada y distribuida. En el anexo A se muestran para las configuraciones de carga parabólica y equivalente al primer modo. Se observa que para el puente con falla por fuerza cortante, figura (a), se obtienen curvas de capacidad muy distintas al elegir puntos de control distintos. Cuando se elige el punto de control en el centro de masas se tienen curvas que incursionan en el rango inelástico, no así cuando se elige el punto de control en la pila 3 (pila más flexible). Cuando se elige el punto de control en la pila más flexible y un modelo de plasticidad concentrada, la curva nos muestra un comportamiento lineal hasta la falla, lo cual es incorrecto por el simple hecho del comportamiento del concreto. Las rigideces iniciales para todos los casos son muy distintas, siendo afectadas tanto por el punto de control como por el modelo del material.

Cuando la falla no se presenta tan claramente a cortante o flexión (figura b) se observan similitudes en las características de las curvas obtenidas. Las curvas obtenidas con los modelos de plasticidad concentrada tienen curvas cercanamente elastoplásticas y en los puntos de fluencia se tiene un 72% de diferencia en los desplazamientos (con respecto al menor). Las ductilidades de desplazamiento obtenidas con punto de control en CM y P3 son 4.43 y 4.32. Los modelos de plasticidad distribuida tienen rigideces iniciales muy similares a las obtenidas con los modelos de plasticidad concentrada.

Cuando la falla se presenta claramente a flexión se observan curvas de capacidad con rigidez inicial claramente similar, puntos de fluencia prácticamente en el mismo lugar, sin embargo las ductilidades de desplazamiento son de 12.44 y 7.29 para las curvas con punto de control en CM y P3 respectivamente en los modelos de plasticidad concentrada. Los modelos de plasticidad distribuida se observan características muy similares a las observadas en los modelos de plasticidad concentrada.

Por otro lado se observa que para el puente con falla debido a fuerza cortante se obtienen mayores desplazamientos cuando se elige el punto de control en la pila 3, es decir en la pila más flexible. Para el caso de los puentes donde su falla se debe a la flexión se observa que se obtienen mayores

desplazamientos cuando se elige el punto de control en el centro de masas. Lo anterior es sin importar la configuración de carga aplicada.

También se observa que en puentes con cambios de rigidez muy fuertes (puente 1 Tabla 3.3), una carga aplicada equivalente al primer modo y monitoreando la pila más flexible, es decir, donde se aplicó la mayor intensidad de carga, arroja valores de desplazamientos muy grandes. Este comportamiento se debe a que la mayor intensidad se aplica en la pila más flexible (donde se monitorea el desplazamiento) y en las pilas más rígidas la intensidad será mucho menor. Cómo la falla en este tipo de puentes es debido a la fuerza cortante entonces la intensidad requerida sobre estas pilas para generar la falla hará que la aplicada en la pila flexible sea muy alta y por lo tanto su desplazamiento sea muy grande.

En los tres casos se observó que los modelos de plasticidad concentrada logran desarrollar mayores desplazamientos y fuerzas cortantes que los modelos de plasticidad distribuida. Los puntos de fluencia se presentaron a menores desplazamientos y fuerzas cortantes en los modelos de plasticidad distribuida que en los de plasticidad concentrada. En el puente donde la falla se presenta a cortante, figura (a), se observan las mayores diferencias entre los modelos de plasticidad distribuida y concentrada. Se observan diferencias del 90% para la fuerza cortante y 70% para los desplazamientos. En el puente con falla claramente a flexión, figura (c), se observan diferencias notables entre la rigidez post-fluencia entre los modelos con distintas plasticidades. Los desplazamientos son alrededor de 400% mayores para los de plasticidad concentrada. Sin embargo la fuerza cortante última varía un 24%.

Asociando la Tabla 3.3 a las gráficas aquí mostradas podemos observar que para el primer puente donde la falla es debido a la fuerza cortante, el primer modo transversal del puente corresponde al quinto modo de vibrar de la estructura y que su participación modal es del 25%. Por otro lado el puente 8 que presentó un comportamiento más regular en sus curvas de capacidad, se observa que el primer modo de vibrar de la estructura corresponde al primer modo transversal y que además tiene una participación modal del 80%. Se observa también que los cambios bruscos de rigidez en las pilas estarán asociadas a cambios bruscos en las configuraciones de las curvas de capacidad al elegir entre uno y otro punto de control.

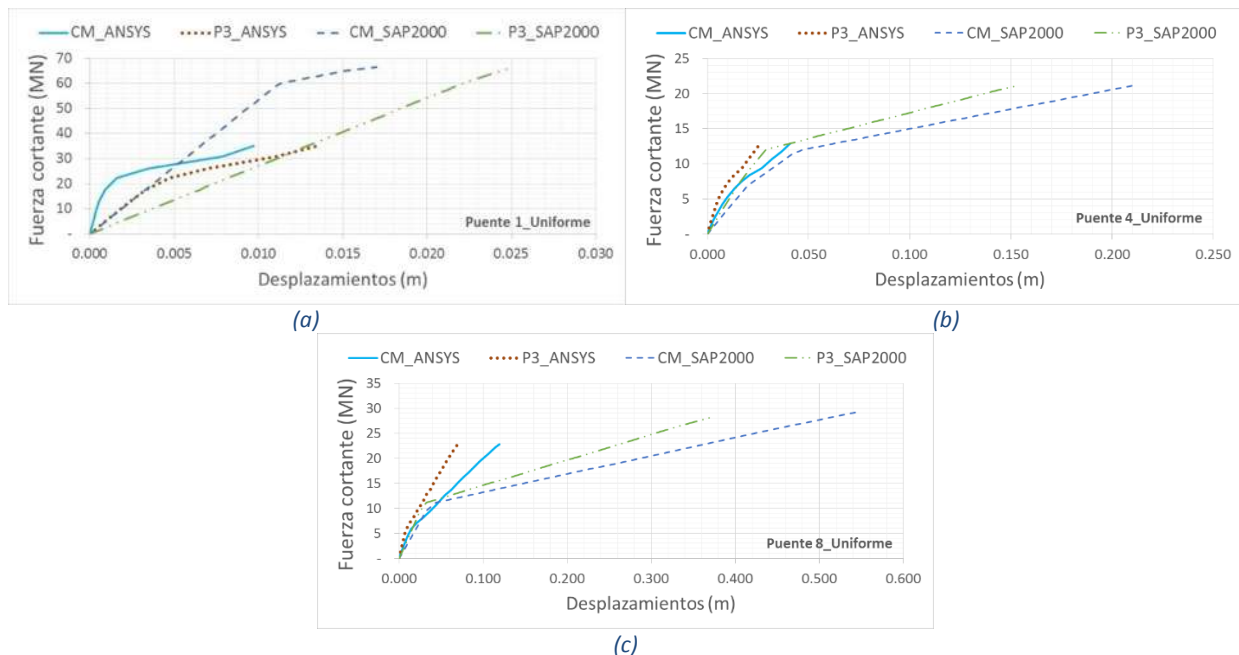


Figura 5.1 Curvas de capacidad de los puentes 1, 4 y 8 bajo configuración de carga uniforme y puntos de control en centro de masas y pila 3 obtenidas para modelos con plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS)

5.3 Configuración deformada

En la Figura 5.2 se observan las configuraciones deformadas en el eje longitudinal del tablero para los puentes 1, 4 y 8 bajo carga uniforme y puntos de control en el centro de masas y la pila más flexible (pila 3). En el anexo B se muestran para las configuraciones de carga parabólica y equivalente al primer modo. Como se observó en la Figura 5.1 los modelos realizados con el programa ANSYS bajo la misma configuración de carga siempre se obtuvo la misma fuerza cortante sin importar el punto de control, de aquí que la configuración deformada no tenga variación por la elección de distintos puntos de control. Para los modelos en SAP2000 sólo se observó diferencias para el caso del puente 1 bajo las tres configuraciones de carga aplicadas, obteniendo comportamientos diferentes para cada una. Por ejemplo, con una configuración de carga uniforme el mayor desplazamiento se obtiene seleccionando el punto de control en la pila 3, con una configuración parabólica el mayor desplazamiento se obtiene con el punto de control en el centro de masas y para la configuración equivalente al primer modo, el punto de control es irrelevante.

Por lo anterior podemos apreciar que la configuración deformada se ve afectada tanto por el punto de control cómo por la elección de la carga aplicada según se parecía también en el anexo B para el puente que presenta falla a cortante. Las diferencias se aprecian en mayor medida en los claros 1 y 4, bajo carga uniforme, y 2 y 3 bajo carga parabólica para los modelos con plasticidad concentrada. Cuando la falla deja de ser claramente a cortante y su principal modo de vibrar coincide con el primero de la estructura (puentes 4 y 8 Tabla 3.3), la configuración deformada toma una forma parabólica sin importar la configuración de la carga aplicada (ver carga parabólica y equivalente al primer modo en el Anexo B).

Relacionando las curvas de capacidad de la Figura 5.1 con las configuraciones deformadas, Figura 5.2, y analizando los estados de las articulaciones plásticas de los modelos de plasticidad concentrada, se puede deducir que la curva de capacidad describe en gran medida la fluencia y los desplazamientos en la pila sobre la que se localice el punto de control. Así pues elegir un punto de control sobre una pila que no incursionará en el rango no lineal generará una curva con una descripción incorrecta de la estructura.

Al igual que en las curvas de capacidad, en las configuraciones deformadas se tienen menores valores para los modelos realizados con plasticidad distribuida existiendo diferencias notables (350% puente 8). Sin embargo la configuración deformada para el puente 1 tiene una forma muy similar al modelo de plasticidad concentrada, para los puentes 4 y 8 podría decirse que prácticamente es la misma.

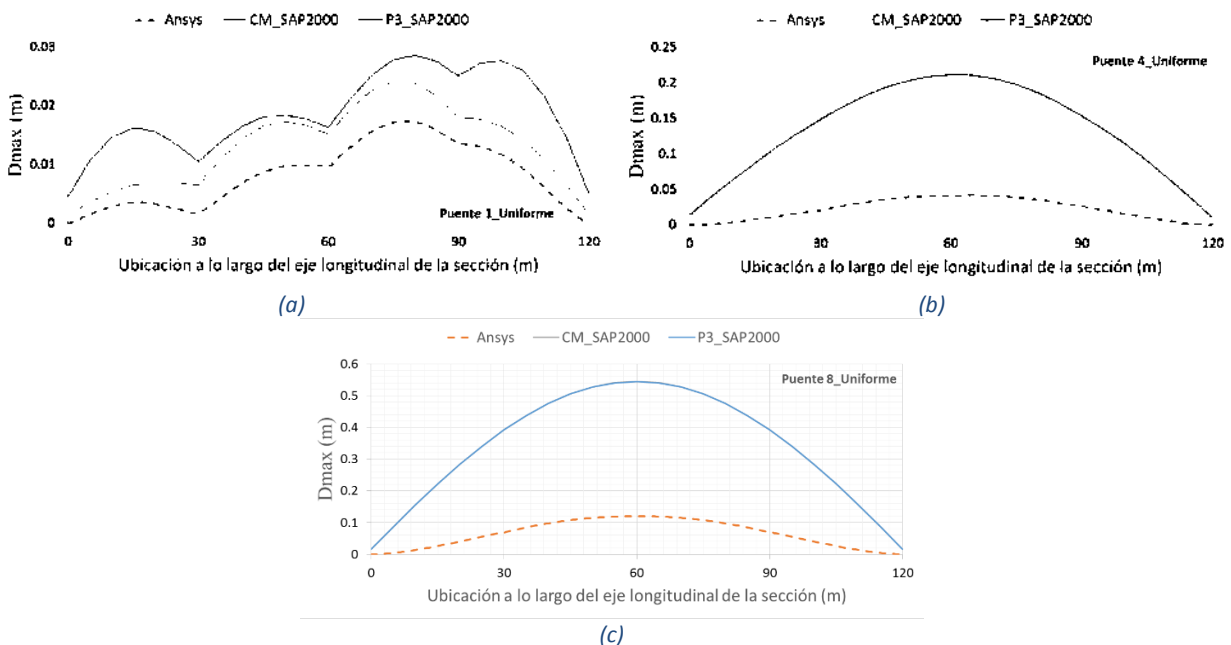


Figura 5.2 Configuración deformada de los puentes 1, 4 y 8 bajo configuración de carga uniforme y puntos de control en centro de masas y pila 3 obtenidas para modelos con plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS)

5.4 Desplazamientos elásticos, últimos y tipo de falla

De la Figura 5.3 a la Figura 5.5 se muestran las configuraciones deformadas últimas y elásticas al normalizarlas con respecto al mayor valor para cada caso. Las figuras corresponden a los puentes 1, 4 y 8, con plasticidad concentrada y distribuida, cargados con una configuración uniforme, y monitoreando los puntos de control en el centro de masas y en la pila 3. Al comparar las **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Figura 5.3(a) y (b) así como las figuras correspondientes al anexo C se observa que tanto para los modelos con plasticidad concentrada como distribuida, las formas y desplazamientos en los puentes con falla debido a la fuerza cortante, se tienen formas irregulares para configuraciones de carga uniformes y parabólicas. Para el caso de la configuración de carga equivalente al primer modo se observa una deformada muy similar a la configuración de carga aplicada.

En el caso del puente 1 se observa que la configuración deformada última con respecto a la elástica tiene variaciones importantes a lo largo del puente para los tres casos de carga (ver anexo C). Esto nos sugiere que es conveniente aplicar una configuración de carga adaptable al comportamiento del puente según las pilas del mismo vayan perdiendo rigidez con la intensidad sísmica. Muy claramente se observa que las pilas que tuvieron incursión en el rango inelástico cambian drásticamente las formas desplazadas, además que esos desplazamientos nos indican fallas de tipo cortante.

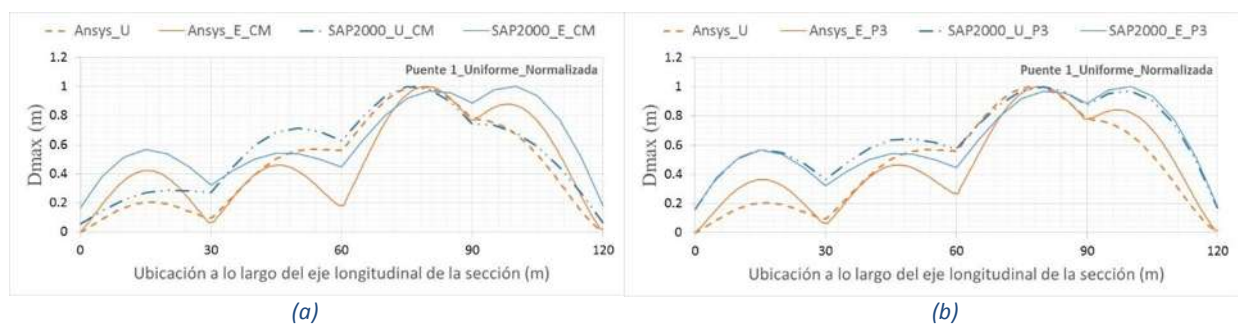


Figura 5.3 Configuración deformada del puente 1 bajo configuración de carga uniforme y puntos de control en centro de masas y pila 3 obtenidas para modelos con plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS)

Para el puente 4, Figura 5.4 la configuración deformada última normalizada es muy similar con respecto a la elástica en toda la longitud del eje. La variación principal se presenta sobre las columnas en donde se llega a la falla por cortante. Para el puente 8, Figura 5.5, donde su falla es a flexión se observan configuraciones deformadas prácticamente iguales entre las últimas y las elásticas para las tres configuraciones de carga y los dos puntos de control. Lo que conduce a proponer que para puentes regulares una configuración de carga adaptable no es necesaria. Como era de esperarse, el punto de

control no influye en la configuración deformada última ni elástica, a excepción del puente 1 bajo configuración de carga uniforme.

Como se observa en el puente 4 donde la participación modal del primer modo transversal se considera importante, aunque su falla no es completamente a flexión, las configuraciones deformadas para los modelos con plasticidad distribuida suelen no presentar cambios tan bruscos entre los valores elásticos y últimos. En caso contrario cuando la falla se presenta por fuerza cortante, las variaciones entre las configuraciones deformadas elásticas y últimas suelen presentar cambios más bruscos. Para el puente 8 que presenta falla a flexión, no se presentan cambios en las configuraciones deformadas últimas y elásticas.

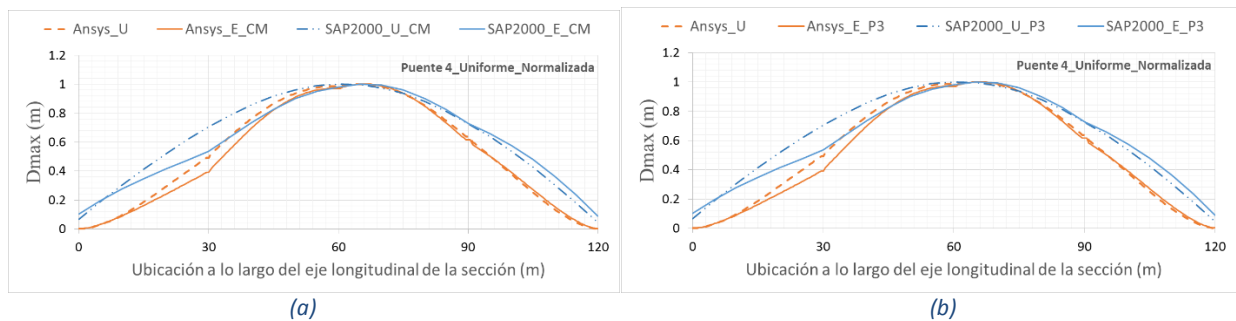


Figura 5.4 Configuración deformada del puente 4 bajo configuración de carga uniforme y puntos de control en centro de masas y pila 3 obtenidas para modelos con plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS)

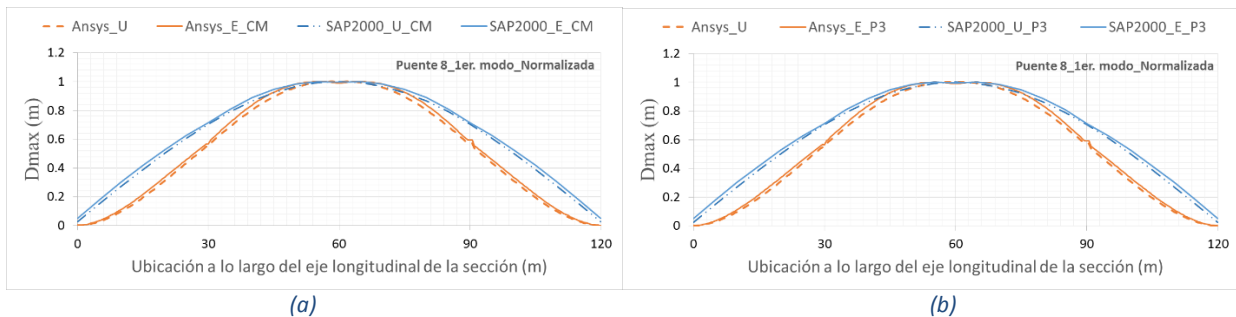


Figura 5.5 Configuración deformada del puente 8 bajo configuración de carga uniforme y puntos de control en centro de masas y pila 3 obtenidas para modelos con plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS)

Se distinguen claramente diferencias en los valores de los desplazamientos según el modelo de análisis utilizado. Sin embargo, se observa que, cuando se considera la configuración final (en la falla), las diferencias se reducen notablemente en todos los casos.

6 CONCLUSIONES

Los métodos de análisis estáticos no lineales permiten simplificar el comportamiento de las estructuras mediante sistemas de un grado de libertad. Sin embargo estos métodos cuentan con características como el punto de control y la configuración lateral de carga que deben ser estudiados ampliamente para aplicarlos en este tipo de estructuras.

En puentes irregulares donde el primer modo de vibrar transversal no tiene un factor de participación modal de masa que permita definirlo claramente con el primer modo de la estructura, la configuración de carga equivalente al primer modo transversal será muy irregular y dependerá en cada caso de la rigidez transversal de las pilas que conforman al puente.

En puentes con una configuración geométrica regular en donde el factor de participación modal de masa permita definir al primer modo transversal como el primer modo de la estructura, la configuración de carga equivalente al primer modo transversal toma una configuración parabólica, sin importar el cambio de rigidez en las pilas (puente 7).

Las curvas de capacidad se verán afectadas por la selección del punto de control y por la configuración de la carga incremental. Se presentan cambios relevantes en los puntos de fluencia, rigideces iniciales, ductilidades (de fuerza y desplazamiento) y desplazamientos para los puentes irregulares (puente 1 y 2).

Conforme se incrementa el nivel de carga, la rigidez lateral de las pilas tiende a igualarse y el factor de participación modal de masa aumenta, por lo que las curvas de capacidad se irán asemejando más entre ellas. Si la rigidez inicial es muy similar, los puntos de fluencia se encuentran muy cercanos entre sí y en todos los casos se alcanzó una gran ductilidad de desplazamiento.

Para puentes irregulares donde el primer modo transversal con factor de participación modal de masa significativamente pequeño (puentes 1 y 2), la configuración de carga toma gran relevancia en cuanto a la respuesta de la estructura, tanto en la fuerza cortante basal como en los desplazamientos.

En puentes regulares, para las cargas equivalentes al primer modo y parabólicas, se suelen obtener prácticamente las mismas curvas de capacidad ya que como se mencionó, la carga equivalente al primer modo transversal es muy similar a una forma parabólica. Sin embargo la respuesta es distinta cuando se aplica una configuración de carga uniforme.

Para todos los casos, la fuerza cortante basal es mayor cuando se utiliza una configuración de carga uniforme.

En la mayoría de los casos se observa que el punto de control no toma relevancia en cuanto a la magnitud del cortante basal total de las curvas de capacidad. Sin embargo, los desplazamientos están totalmente ligados a la elección del punto de control. Por lo anterior se observa que el punto de control no es determinante para la fuerza de fluencia, pero si lo es para la obtención del desplazamiento de fluencia, en la curva de capacidad y en la idealización del sistema de un grado de libertad equivalente que se propone en algunos métodos estáticos no lineales.

Las configuraciones deformadas de los puentes con fuertes irregularidades suelen tener desplazamientos irregulares en toda su longitud, con valores mayores sobre las pilas más flexibles que los obtenidos en las pilas más rígidas. Además, las intensidades de desplazamientos obtenidos en cada punto del eje longitudinal del puente varían según la configuración de carga aplicada, es decir para dos puntos distintos podría obtenerse su valor máximo en cada uno bajo distinta configuración de carga. Sugiriendo que al elegir alguna de las tres configuraciones, invariablemente se obtendrán valores sobrestimados en el diseño de algunas de las pilas.

Para los puentes irregulares se observa que los tres casos de carga llevan a obtener configuraciones desplazadas cercanas al primer modo transversal. Para los puentes donde la rigidez lateral y su geometría comienzan a ser más regulares, se observa que las formas desplazadas tienden a la forma parabólica, hasta que finalmente llegan a ella cuando la rigidez lateral en las pilas es prácticamente la misma.

A diferencia de los puentes irregulares, los regulares obtienen prácticamente la misma intensidad y configuración desplazada sin importar la configuración de carga. Lo que nos indica que, aún y cuando la curva de capacidad obtenida para los distintos tipos de configuración de carga y puntos de control son distintas, las configuraciones desplazadas son iguales.

En puentes irregulares se tiene una distribución de la fuerza cortante en las pilas muy irregular. Conforme los puentes son más regulares y su factor de participación modal de masa del primer modo transversal aumenta, la distribución de la fuerza cortante en las pilas es más uniforme sin importar en gran medida la configuración de carga aplicada o el punto de control hasta llegar a prácticamente la misma fuerza cortante basal en todas las pilas.

En los puentes con fuertes irregularidades en su configuración geométrica se presentan cambios entre las configuraciones deformadas elásticas y últimas. Los cambios más fuertes se observan en las pilas donde se generó el mecanismo de falla por fuerza cortante. Esto sugiere aplicar una configuración de carga adaptable para este tipo de puentes.

En los puentes donde la configuración de rigidez lateral comienza a tomar regularidad y el factor de participación modal de masas comienza a ser importante. Las configuraciones deformadas elásticas y últimas no presentan grandes cambios entre sí, por lo que deduce que una configuración de carga adaptable no es necesaria. Esto se debe a que no existe una concentración de la demanda sobre una de las pilas y la distribución de carga se mantiene hasta la falla.

Al comparar los resultados de los análisis con plasticidad distribuida y plasticidad concentrada, se observa que la configuración de carga adaptable es más necesaria cuando se usa un modelo de plasticidad distribuida, debido a las diferencias importantes entre la configuración desplazada elástica y última que se obtiene con este tipo de análisis.

Las características de las curvas de capacidad obtenidas con modelos de plasticidad distribuida presentan cambios significativos con respecto a las obtenidas con modelos de plasticidad concentrada. Tanto los cortantes basales como los desplazamientos se presentan en menor magnitud para los modelos de plasticidad distribuida, principalmente cuando las fallas son debido a fuerza cortante. Cuando la falla se presenta a flexión, el cortante basal último es un poco menor para los modelos de plasticidad distribuida, sin embargo los desplazamientos son significativamente menores. Esto aplica para todos los casos de carga.

Las deformadas obtenidas con ambos tipos de análisis tienen en forma general una gran similitud, aunque siempre resultan menores los obtenidos con los modelos de plasticidad distribuida, acentuándose más las diferencias en los puentes que presentan su falla a flexión.

ANEXOS

A. Curvas de capacidad

Para los puentes 1, 4 y 8, bajo cargas parabólica y equivalente al primer modo, con puntos de control en el centro de masas y pila 3, y obtenidas mediante modelos de plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS).

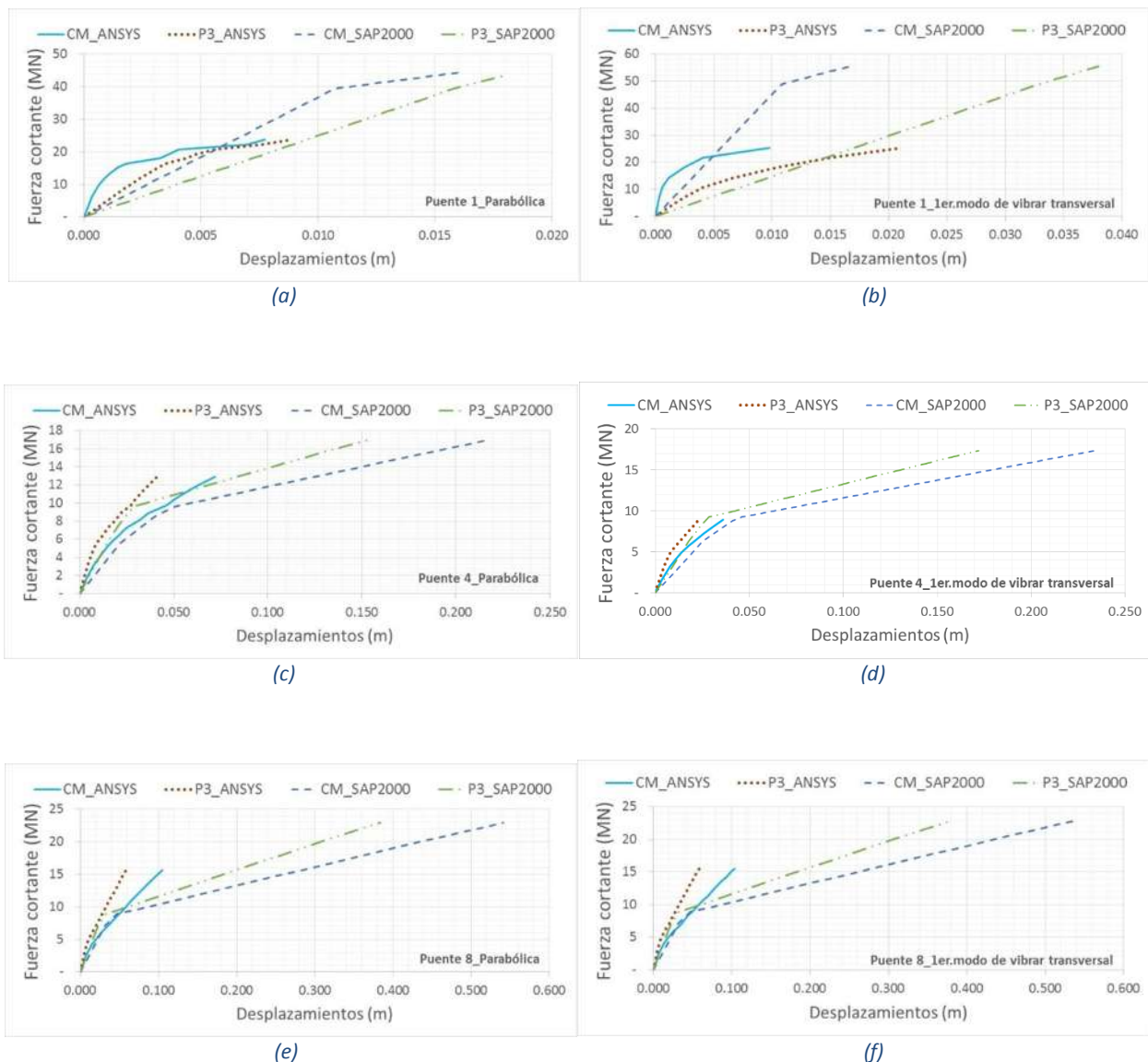


Figura A.1 Curvas de capacidad para los puentes 1, 4 y 8 con puntos de control en centro de masas y pila 3 con plasticidad concentrada y distribuida: (a) bajo carga parabólica, (b) bajo carga equivalente al primer modo de vibrar

B. Configuración deformada

Para los puentes 1, 4 y 8, bajo cargas parabólica y equivalente al primer modo, con puntos de control en el centro de masas y pila 3, y obtenidas mediante modelos de plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS).

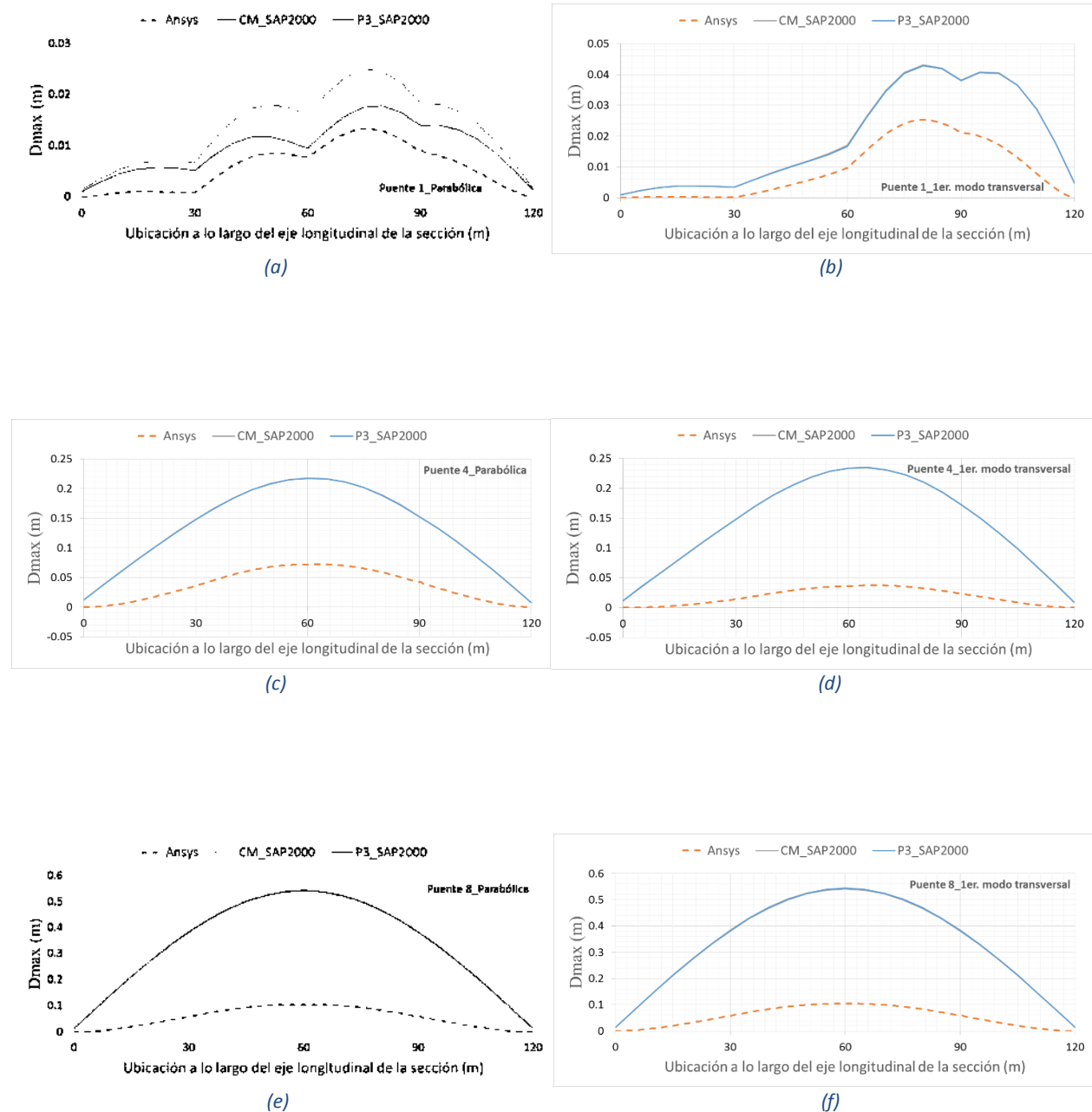


Figura B.1 Configuración deformada para los puentes 1, 4 y 8 con puntos de control en centro de masas y pila 3 con plasticidad concentrada y distribuida: (a) bajo carga parabólica, (b) bajo carga equivalente al primer modo de vibrar

C. Configuración deformada normalizada para desplazamientos últimos y elásticos

Para los puentes 1, 4 y 8, bajo cargas parabólica y equivalente al primer modo, con puntos de control en el centro de masas y pila 3, y obtenidas mediante modelos de plasticidad concentrada (SAP2000) y distribuida (ANSYS).

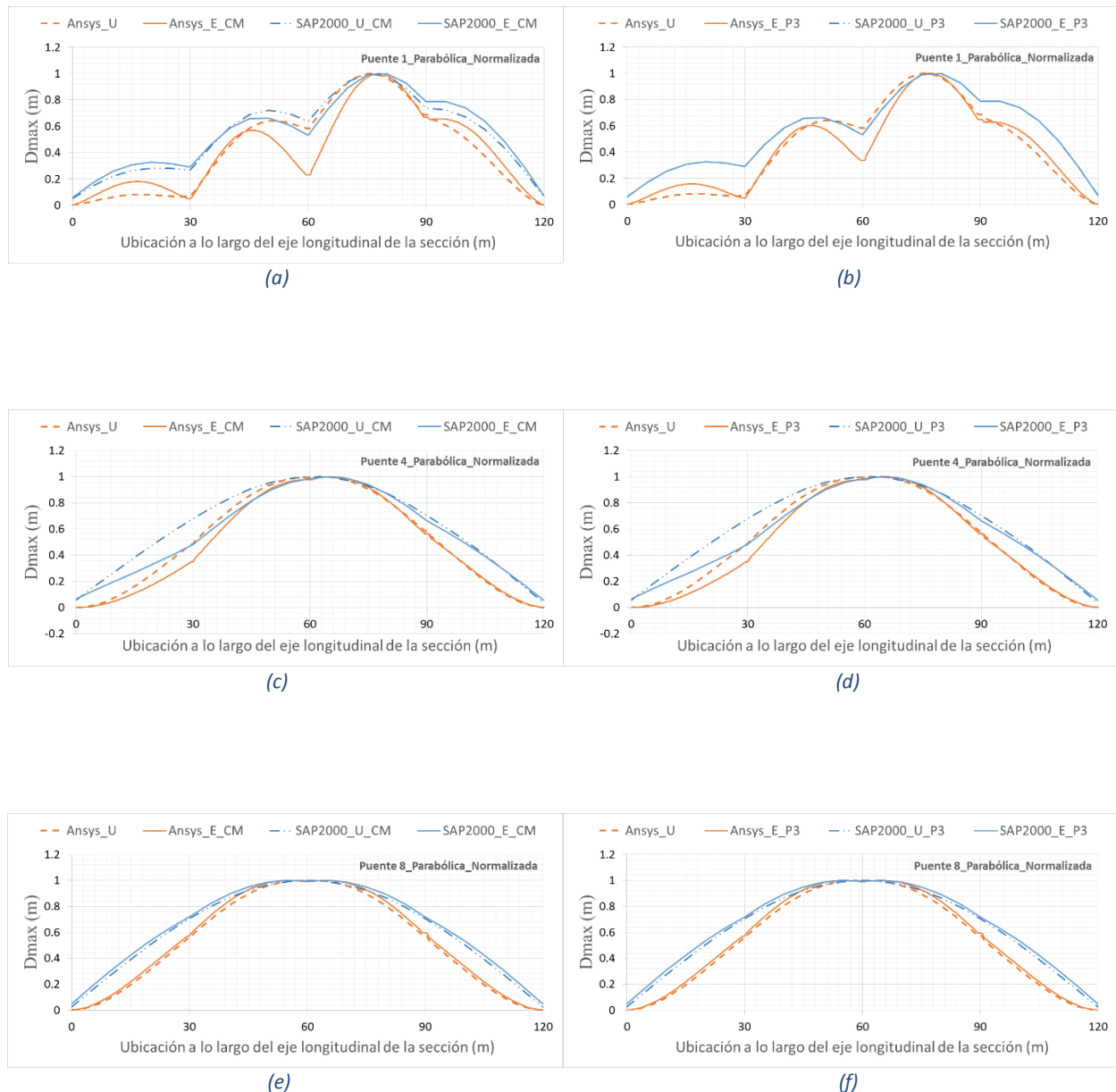


Figura C.1 Configuración deformada normalizada para los puentes 1, 4 y 8 con plasticidad concentrada y distribuida bajo carga parabólica con punto de control en: (a) centro de masas, (b) pila 3

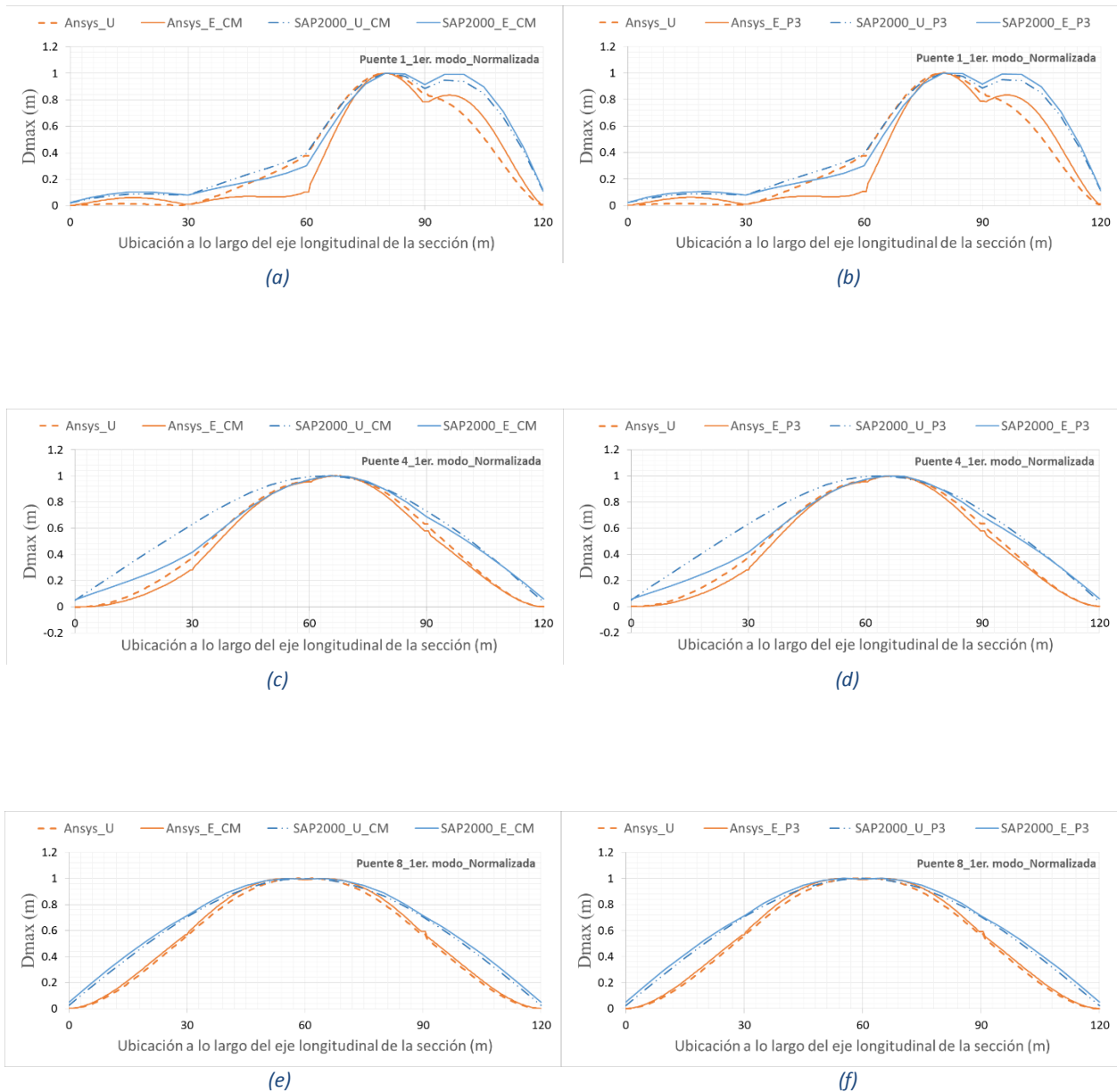


Figura C.2 Configuración deformada normalizada para los puentes 1, 4 y 8 con plasticidad concentrada y distribuida bajo carga equivalente al 1er. modo con punto de control en: (a) centro de masas, (b) pila 3

REFERENCIAS

- Ansys. (2013). *"Ansys Mechanical 14.5"*. ANSYS, Inc.
- Calvi G.M. y Kingsley G.R. (1995). "Displacement-Based Seismic Design of Multidegree-of-Freedom Bridge Structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 1247-1266.
- Carr A.J. (2004). *Ruaumoko 2D, Inelastic dynamic time-history analysis program*. Christchurch: Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por sismo*. Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Council Applied Technology. (1996). *"ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"*.
- Dahmani L., Khennane A. y Kaci S. (2010). "Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software". pp. 141-153.
- Fajfar P. (2007). "Seismic assessment of structures by a practice-oriented method". *Natural Hazards in Dynamics of Structures*, 257-284.
- Fajfar P. y Fischinger M. (1987). "Non-linear seismic analysis of RC buildings: implication of a case study".
- Federal Emergency Management Agency. (1997). *"FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings"*.
- Gulkan P. y Sozen M. (1974). "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions". *ACI JOURNAL*, pp. 604-610.
- Isaković T. y Fischinger M. (2005). "Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. I, pp. 95-114.
- JRA. (1996). *"Specification for highway bridges, Part V, Seismic Design"*. Japan Road Association.
- Kappos A., Saïdi M., Aydinoglu M. y Isacović T. (2012). *"Seismic design and assessment of bridges"*.
- Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". *Journal of the Structural Division ASCE*.

Priestley M.J.N. (1996). "Displacement-based seismic assessment of existing reinforced concrete buildings". *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 256-272.

Priestley M.J.N. (1996). "*Seismic design and retrofit of bridges*". John Wiley & Sons, INC.

SAP2000. (2013). "*SAP2000 V16.0*". Computers and Structures, Inc.

The European Union. (2004). "*Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*".

The European Union. (2005). "*Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*".

Willam K. J. y Warnke E. D. (1975). "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete". *International Association for Bridge and Structural Engineering*, 174.

Wolanski A. J. (2004). "Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis". *Faculty of the graduate school, Marquette University*.